Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 250, págs. 07-37
octubre-diciembre, 2008
ISSN: 0439-5689

Viaducto de Navia

Navia Viaduct

José Ignacio González Esteban[1]

Recibido / *Received:* 29/02/2008
Aceptado / *Accepted*: 30/06/2008

RESUMEN

La tendencia actual a la construcción de viaductos de gran longitud, originada por la mejora de los estándares de calidad de las infraestructuras de transporte y por condicionantes medioambientales, obliga a la necesidad de industrializar su construcción. La construcción del tablero mediante dovelas prefabricadas es un sistema ampliamente utilizado en todo el mundo, aunque en España su desarrollo es limitado.

En la construcción del viaducto de Navia se ha utilizado este sistema, tanto para los viaductos de acceso de 75 metros de luz, como para los vanos principales de 160 metros. Al darse continuidad estructural al tablero y utilizar los mismos elementos para todo el viaducto, se ha conseguido una simplificación de la fabricación y del montaje, así como una reducción de plazos y costes.

El proyecto y la construcción del viaducto de Navia se enmarcan dentro de la línea de trabajo puesta en marcha por FCC Construcción, para la construcción de viaductos mediante dovelas prefabricadas, inicialmente para viaductos de luces medias y que en este caso se ha extrapolado a grandes luces.

Palabras clave: arco tablero inferior, arco mixto, péndola, dovelas prefabricadas, hormigón autocompactante.

ABSTRACT

The present tendency to build very long viaducts, due to the outcome of stricter quality standards for road and railway infrastructure and more stringent environmental constraints, has led to the need to industrialize the construction of these large-scale structures. While the use of precast segments to build bridge decks is common practice the world over, the system has been rather scantly implemented in Spain.

It was nonetheless chosen for both the 75-metre approach spans and the 160-metre main spans comprising the Navia Viaduct. Providing for a structurally continuous deck and using the same elements throughout simplified manufacture and assembly while reducing building time and costs.

The design and construction of the Navia Viaduct forms part of one of FCC Construcción's lines of activity: the precast segmental construction of bridges, initially intended for structures with medium-sized spans but applied in this case to a long-span viaduct.

Keywords: *Bowstring arch, composite arch, hanger, precast segmental construction, self-consolidating concrete.*

[1] Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, SA.

Persona de contacto / *Corresponding author:* jigonzalez@fcc.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

1. INTRODUCTION

As the sole main roadway that runs along the entire southern shore of the Bay of Biscay, national road CN634 from San Sebastián to Santiago de Compostela handles very busy light and heavy vehicle traffic. Its present conversion to a limited access road will transform one of the peninsula's last major two-lane roads into a high capacity expressway.

The last urban stretch of this roadway in western Asturias was the one kilometre passage that cut across Navia, a black spot that had caused serious problems both for residents and the vehicles driving through the town. The 7-km Navia by-pass has eliminated that stretch of road, significantly improving both local and long-distance communication.

As the by-pass, which runs south of the town, has to cross both the Meiro River and the Navia Estuary, its construction included building two viaducts, respectively 384 and 905 m long, as well as a 700-m tunnel under Mount Jarrio.

The by-pass is a limited access road with two independent two-lane carriageways.

2. GENERAL DESCRIPTION

The Navia River Viaduct is located on a 900-m wide plain where the Navia Estuary flows. The total width of the estuary between banks is on the order of 150 metres and the viaduct is located in an area affected by the tides. Along the right bank, the Anleo River marshlands, populated by reed colonies of great ecological value, are the site of the Armental Celtic ruins; the left bank, in turn, is also home to reed colonies. In addition, two local roads run underneath the viaduct.

The plain is flanked by two elevations that condition the vertical alignment. The road itself stands about 40 m off the ground. In the vertical plane, it is characterized by a broad concave transition curve that has a low point in the middle of the valley and, viewed horizontally, a 1540-m radius curve.

The respective Environmental Impact Statement laid down strict constraints to protect the river banks, establishing a low ceiling on the number of piers that could be built and banning them from the riverbeds altogether, defining certain sensitive areas as untouchable, and placing severe limitations on construction.

To conform to these requirements, the resulting design called for a viaduct 905 m long, having two main spans measuring 160 m each, one over the Navia River and the other crossing the adjacent marshlands, and two approach viaducts, one 341 m and the other 244 m long. Moreover, the number of piers needed to support the 23.1-m wide platform was reduced by providing for a single deck for the two carriageways.



Figura 1. Vista General.
Figure 1. Overview.

1. INTRODUCCIÓN

La carretera nacional CN634 de San Sebastián a Santiago de Compostela es el único eje de carretera que recorre la cornisa cantábrica, soportando un intenso tráfico tanto ligero como pesado; su actual transformación en autovía permitirá la transformación en vía de gran capacidad de uno de los últimos grandes ejes de transporte por carretera de la península pendientes de transformación.

La travesía de Navia, con más de un kilómetro de longitud, es la última travesía urbana de dicha carretera en el occidente asturiano, generando un importante punto negro que provocaba graves problemas tanto para la población residente como para los vehículos. La variante de Navia, con una longitud de 7 km, elimina dicha travesía mejorando significativamente la comunicación local y de largo recorrido.

La variante que discurre por el sur de la población tiene que salvar el río Meiro y la ría de Navia para lo que se han proyectado sendos viaductos de 384 y 905 m, así como el monte Jarrio, que se resuelve mediante un túnel de 700 m.

La variante tiene características de autovía con calzadas independientes de dos carriles.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El viaducto del río Navia se sitúa en una llanura de unos 900 m de amplitud por la que discurre la ría de Navia, con una anchura entre márgenes del orden de 150 metros, y que en el punto de cruce está afectada por el recorrido de mareas. En la margen derecha se encuentran las marismas del río Anleo, estando pobladas de carrizales de gran valor ecológico, en las que se encuentra el Castro de Armental; en la margen izquierda existe otra franja de carrizales. A lo largo de la traza cruzan dos carreteras locales.

La llanura se encuentra enmarcada por dos elevaciones que condicionan la rasante de la autovía, que se sitúa a una altura de unos 40 m sobre el terreno, con un trazado en alzado formado por un amplio acuerdo cóncavo con el punto bajo en el centro del valle. La planta es curva con un radio de 1.540 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 2. Vista de la ría de Navia.
Figure 2. View of the Navia Estuary.

La Declaración de Impacto Ambiental imponía serias restricciones para limitar la afección a las riberas, obligando a reducir al mínimo el número de pilas, a salvar el cauce de los ríos sin pilas y a no afectar a determinadas zonas sensibles, además de imponer severas condiciones durante la construcción.

Para materializar el paso de la autovía cumpliendo las exigencias de diseño, se ha proyectado una estructura de 905 m de longitud con dos vanos principales de 160 m, uno sobre la ría de Navia y el otro en la zona de carrizales adyacente, y dos viaductos de acceso de 341 y 244 m. El ancho de la plataforma es de 23,1 m habiéndose proyectado un tablero único para ambas calzadas de la autovía para reducir al máximo el numero de pilas.

Los vanos principales están formados por sendos arcos de tablero inferior de 160 metros de luz, situándose el arco en la mediana. Los viaductos de acceso están resueltos mediante dintel recto continuo de hormigón, con luces tipo de 75 m, construidos por voladizos sucesivos.

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Como se ha indicado anteriormente, el viaducto está formado por un puente principal de dos vanos y sendos viaductos de acceso. Las luces resultantes para el puente principal venían definidas por el cauce de la ría que obligaba a una luz mínima de 160 m, planteándose los dos vanos con la misma luz por consideraciones estéticas y constructivas.

Un viaducto de estas características se resuelve habitualmente mediante tres estructuras independientes, el puente principal y los viaductos de acceso, de distinta tipología y con juntas estructurales en el tablero entre ellas. En la construcción, al tener los viaductos de acceso diferente tipología estructural que el puente principal, se utilizan medios auxiliares distintos para cada una de las estructuras.

Debido a la gran longitud del viaducto, con una superficie de 21.900 m^2, se planteó la necesidad de industrializar al máximo la construcción del tablero para poder controlar los costes y reducir el plazo. La idea de prefabricar el tablero de un puente de gran luz con el fin de reducir tanto los costes como los plazos se ha planteado en algunas ocasiones; en España las realizaciones más destacadas han sido los puentes atirantados de Sancho el Mayor, de Alcoy y del Centenario, aunque en todos estos casos se utilizaron dovelas diseñadas específicamente para cada puente.

En el estudio de soluciones, además de los condicionantes derivados de la construcción, hubo que tener en cuenta los impuestos por la DIA; en ésta se imponía una importante restricción al número de pilas de los viaductos y a las posibilidades de trabajo desde el valle durante la construcción. La limitación del número de pilas eliminaba cualquier posible solución con vanos de menos de 70 metros. En el proyecto, con el fin de reducir el número de fustes, se planteó un tablero único para ambas calzadas.

La importante luz de los viaductos de acceso y la limitación de movimiento de grandes cargas por el valle, eliminaba la posibilidad de su prefabricación mediante elementos lineales. Las solucio-

The main spans constitute two 160-m bowstring arches, with the arches themselves positioned over the central reserve. The approach viaducts, in turn, have a continuous concrete girder and typical 75-m spans, and were built using the balanced cantilevering technique.

3. STUDY OF SOLUTIONS

As noted above, the viaduct consists in a two-span main bridge and two approach viaducts. One of the main spans had to measure 160 m to clear the bed of the estuary. For aesthetical reasons and to simplify construction, both central spans were designed to the same length.

As a rule, viaducts of these characteristics are built as three independent structures: one main bridge and two approach viaducts. The bridge and approaches tend to have different typologies, while structural joints are built into the deck where they meet. During construction, these differences in structural typology determine the use of different ancillary resources.

In light of the length of this particular viaduct, with an area of 21,900 m^2, a need was identified to industrialize construction as far as possible to control costs and reduce construction times. The use of prefabricated elements in very long bridge decks to reduce both costs and construction times is not new. The most prominent examples in Spain are the Sancho el Mayor, Alcoy and Centenario cable-stayed bridges, al-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

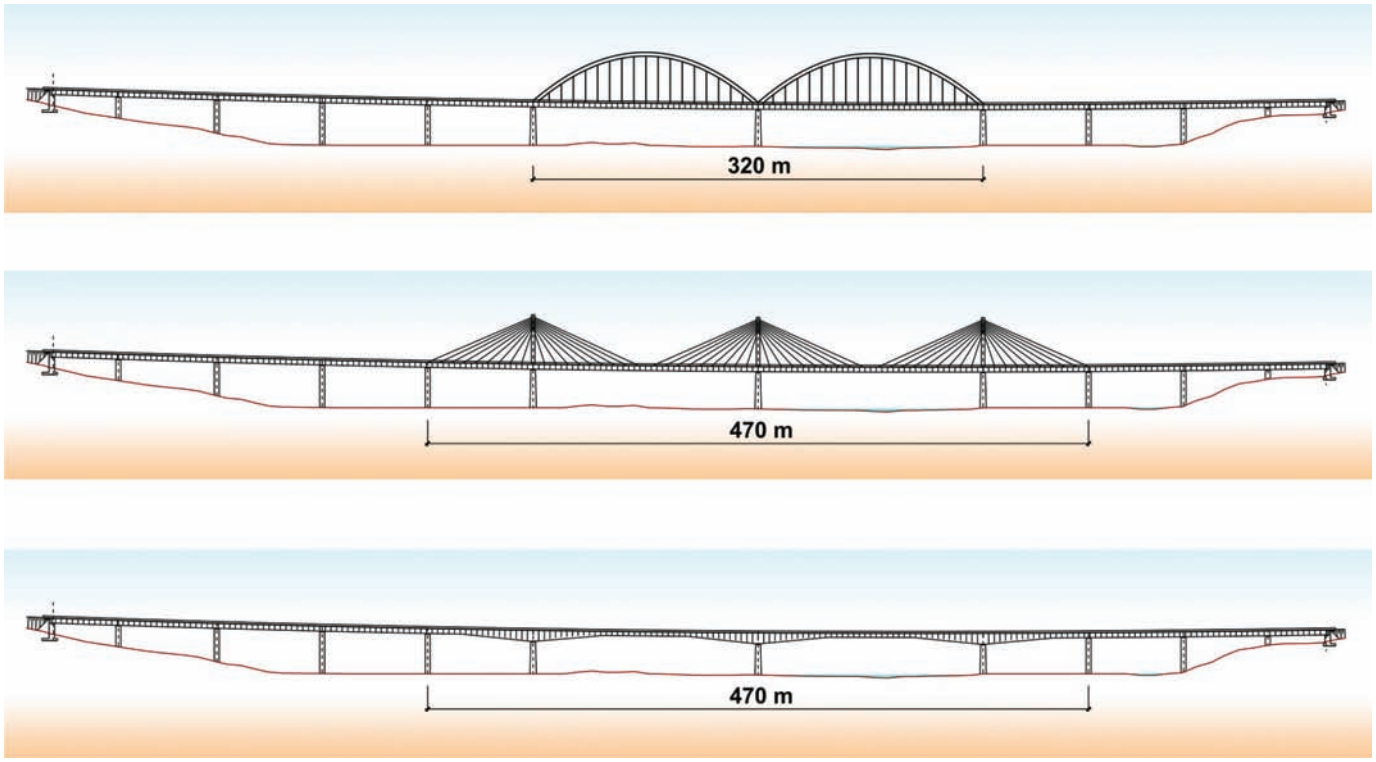

Figura 3. Soluciones alternativas.
Figure 3. Alternatives considered.

though in all three the precast segments were specifically designed for each bridge.

In addition to the factors conditioning construction itself, the study of possible solutions had to take account of the constraints set out in the EIS, which severely restricted the number of piers and limited the work that could be conducted in the valley during construction. The constraint on the number of piers ruled out any possible solution requiring spans of under 70 metres. With a view, then, to lowering the number of pier shafts, the design called for a single deck for both carriageways.

Given the substantial span of the approach viaducts and the restrictions on the use of the valley floor for moving heavy loads, the possibility of using precast linear elements was disregarded. The maximum span for cast in situ *decks that could be attained with self launching girders was 60 metres. Moreover, under such an arrangement, the forms would have had to be dismantled and carried to the opposite bank to build the second viaduct.*

FCC Construcción, however, had developed expertise around a balanced cantilever system well suited to the needs of these works, designed for viaducts with spans on the order of 75 m and decks of up to 27 m wide, with precast segments. Once the decision to use precast elements for the approach viaducts was adopted, attention turned to the possibility of industrializing construction of the main bridge with a compatible system.

Three types of solutions were analyzed for the main spans:

- *Balanced cantilever construction.*
- *Cable-stayed bridge.*
- *Bowstring arch construction.*

Upper or intermediate deck arch solutions were ruled out because the horizontal reactions could not be accommodated by the foundations due to the double-digit depth (in metres) of the marshy terrain everywhere in the valley.

Inasmuch as the cable-stayed or balanced cantilever solutions called for lateral compensation spans, the main bridge would have had to be lengthened from 320 to 480 metres, with the resulting impact on cost. Moreover, 160-m span balanced cantilevers required could not have been precast for want of suitable hoisting equipment.

nes de construcción de los viaductos con tablero *in situ* mediante cimbras autolanzables estaban limitadas a una luz máxima de 60 metros; además, las cimbras habría que desmontarlas y trasladarlas a la margen opuesta para la ejecución del tablero del segundo viaducto.

Para la ejecución de los viaductos de acceso, FCC Construcción disponía de un sistema de construcción de viaductos de luces en el rango de 75 m para tableros de hasta 27 m de ancho, mediante dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo, que se adaptaba a las necesidades de la obra. Una vez decidida la prefabricación de los viaductos de acceso, se estudiaron las posibilidades de industrializar la construcción del puente principal mediante un sistema compatible con el de los viaductos.

Para los vanos principales se analizaron tres tipos de soluciones:

- Puente construido por voladizos sucesivos.
- Puente atirantado.
- Arco de tablero inferior.

Las soluciones en arco de tablero superior o intermedio se desecharon al no poderse resistir las cargas horizontales

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

en cimentación, por existir en todo el valle un espesor de fangos de varias decenas de metros.

En las soluciones de puente atirantado o construido por voladizos sucesivos, al requerir vanos de compensación de los vanos principales, la longitud del puente principal aumentaba de 320 a 480 metros, con la consiguiente repercusión en los costes. La solución de voladizos sucesivos de 160 m de luz no era posible prefabricarla al no disponerse de medios para montar dovelas con dicha luz.

Al comparar las soluciones en arco de tablero inferior y atirantadas se eligió la solución arco al tener un coste inferior, adaptarse mejor a la industrialización y permitir un montaje más rápido. Se dispuso un arco único en mediana, que se adaptaba mejor a la tipología de la sección prefabricada y por su mejor estética, ya que el viaducto se sitúa a 300 m del casco urbano.

Una vez quedó definida la tipología estructural, quedaba por definir el sistema constructivo del puente principal. La solución habitual para construir un puente arco de tablero inferior es la ejecución del tablero sobre apoyos provisionales sobre el que se monta el arco y las péndolas, a continuación se pone en carga el arco mediante el tesado de las péndolas y se eliminan los apoyos provisionales; con el fin de no penalizar el tablero durante la construcción se suelen colocar de tres a cinco apoyos por vano, quedando luces pequeñas que no requieren elementos resistentes especiales.

En nuestro caso los condicionantes de la DIA limitaban las afecciones al terreno y por lo tanto el de número de apoyos incluso en la fase de construcción, por lo que se pensó en construir el tablero de los vanos principales con vanos de 80 metros, construidos mediante voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, utilizando el mismo sistema y los mismos elementos que los viaductos de acceso.

Esta decisión tenía ventajas constructivas importantes ya que permitía la industrialización de toda la estructura utilizando el mismo sistema constructivo, tanto para los accesos como para el puente principal, con lo que se evitaba la necesidad de desmontar y trasladar los equipos de montaje de los viaductos de acceso de una margen a otra y permitía la ejecución de la totalidad del tablero desde el mismo, evitando la necesidad de acceso al terreno una vez finalizada la construcción de las pilas.

En contrapartida se imponían al puente principal algunos condicionantes que limitaban las posibilidades de elección durante el proyecto. La ejecución mediante avance en voladizo con 80 metros de luz, obligaba en los vanos principales a un tablero muy pesado, que además necesitaba en construcción el pretensado correspondiente a un puente de voladizos, completamente distinto al requerido en servicio. Por otra parte era necesario dar continuidad al tablero de los viaductos de acceso y del puente principal, por lo que aparecen en los vanos en arco en la situación de servicio momentos flectores mucho mayores que los que corresponden al tablero de un puente arco.

La solución adoptada consistió en la ejecución de la totalidad del viaducto con luces tipo de 75 y 80 metros con tablero único para ambas calzadas, construido mediante dovelas prefabricadas montadas por avance en voladizo con ayuda de una viga de lanzamiento superior que se traslada sobre el tablero. En los vanos en arco de 160 m de luz se construyeron vanos de 80 m con pilas provisionales metálicas.

Una vez completado el tablero, desde el mismo se montaron los arcos de los vanos principales, que se sitúan en la mediana, colgándose el tablero de estos mediante péndolas y retirando posteriormente las pilas provisionales situadas en el centro de los vanos principales, que quedan con la luz definitiva de 160 metros.

Para que la industrialización de una estructura obtenga los máximos beneficios, es necesario que en el proyecto se resuelvan adecuadamente todos los detalles de fabricación y montaje. Además, al tratarse de una estructura prefabricada, los detalles deben resolverse antes del comienzo de la fabricación, ya que cualquier problema que pudiera aparecer en el montaje se repite en todos los elementos análogos ya fabricados. Con el fin de optimizar la ejecución, se decidió realizar el proyecto en los servicios técnicos de la empresa constructora, que tenían una amplia experiencia en el

A comparison of the bowstring arch and cable-stayed solutions led to the choice of the former on the grounds of lower cost, readier industrialization and speedier assembly. The design envisaged a single arch along the central reserve because it was both better suited to the topology of the precast section and more aesthetically appropriate for a viaduct located just 300 m from the city centre.

Once the structural typology was established, the construction system for the main bridge had to be defined. In bowstring arch bridge construction the deck is usually built on provisional supports where the arch and hangers are mounted, after which the arch is loaded by stressing the hangers and removing the provisional supports. To avoid having to design the deck to meet requirements arising during construction, provision is generally made for from three to five supports per span, spaced at short distances that call for no extra strength in elements.

In the present case, the provisions of the EIS limited the use of the terrain and hence the number of supports, even during construction. The design therefore divided deck construction of in the main spans into two 80-metre spans, built from precast segments using the balanced cantilever method, i.e., the same system and the same elements as in the approach viaducts.

This decision entailed substantial advantages from the standpoint of construction, for the entire structure could be industrialized and the same building system used for both the approaches and the main bridge. This would save having to dismantle and move the viaduct assembly equipment from one bank to another, for the entire deck could be built from the same bank, likewise avoiding the need to work from the terrain once the piers were in place.

At the same time, however, this solution imposed certain limitations on the main bridge design. Due to the balanced cantilevering of the 80-metre spans, the deck in the main spans had to be very heavy, and the requiring prestressing during construction in keeping with the needs of a cantilevered bridge, which is completely different from the one need prestressing for service needs. In addition, the continuity between the

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

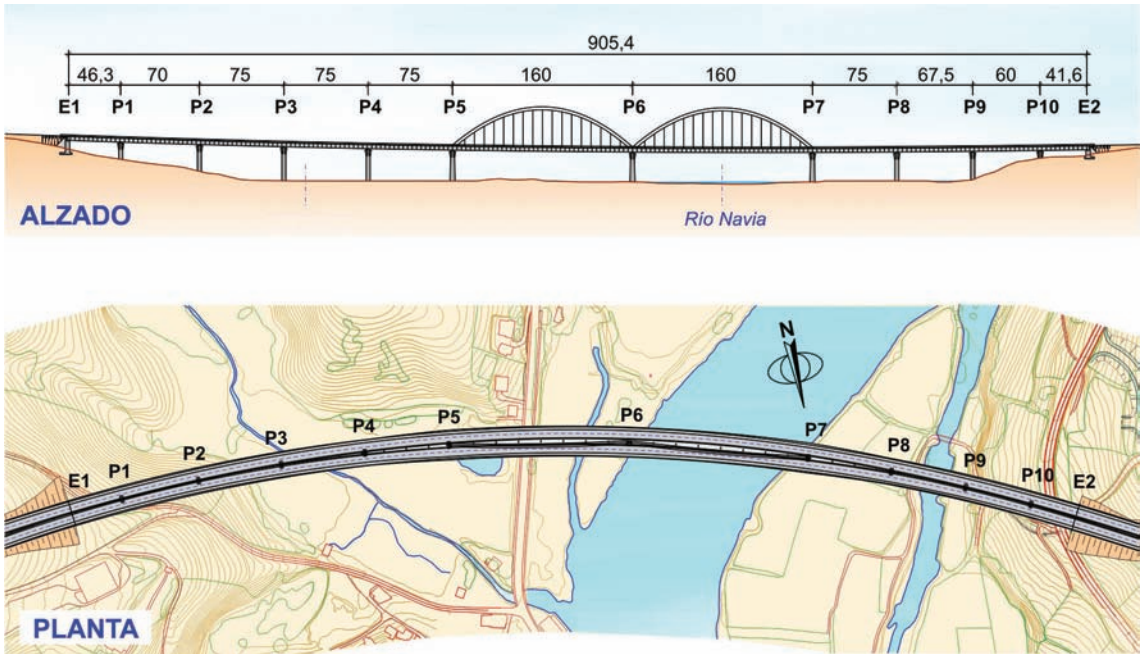

Figura 4. Esquema general.
Figure. 4 Elevation and plan drawings.

approach viaduct decks and the main bridge deck generated much greater service bending moments on the arch spans than would be generated by an arch bridge deck.

The solution adopted consisted in building the entire viaduct with typical 75- and 80-metre spans. The two carriageways comprise a single deck, built from precast segments cantilevered with the aid of a launching gantry. The 160-m arch spans, in turn, were built as two 80-m spans with provisional steel piers.

With the deck in place, the main span arches were built along the central reserve, and the deck was suspended from the arches with hangers. When the provisional piers, located at the mid-point in the main spans, were subsequently removed, the final length of the resulting spans was 160 metres.

To optimize the benefits of industrializing a structure, all the manufacturing and assembly details must be defined in the design phase. Furthermore, in precast structures, such details must be sorted out prior to manufacture, for otherwise possible snags detected during deck erection will affect whole runs or series of product. In this case, the design was authored by the contractor's engineering department to optimize construction, in light of the experience accumulated in the design and provision of technical support for ten precast segmental viaducts with a combined length of over eight kilometres.

4. STRUCTURE

The viaduct has 11 spans measuring 46.3 + 70.0 + 3 x 75.0 + 2 x 160 + 75.0 + 67.5 + 60.0 + 41.5 m. The width is 23.1 m in the approaches and 27.0 in the main spans, where the two carriageways are divided by a central reserve from which the arches spring.

The viaduct curves both from a plan view, with a constant radius of 1540 m, and in the vertical plane, with a broad concave transition curve whose low point is at mid-structure.

4.1. Deck

Continuous along its entire 905-m length, the deck has joints at the abutments. It consists in a central concrete box girder 3.7 m deep and 8.1 m wide with vertical webs. A variable depth wing slab cantilevers from this central core and rests on precast concrete braces spaced at 4.3 metres. The deck was built with H-45/50 concrete, except in some of the arch segments where the higher stresses called for H-60/65.

Width-wise, in the central 10.7 metres the deck consisted in precast segments

proyecto y asistencia al montaje de diez viaductos de dovelas prefabricadas con más de ocho kilómetros de longitud.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El viaducto tiene 11 vanos de luces 46,3 + 70,0 + 3 x 75,0 + 2 x 160,0 + 75,0 + 67,5 + 60,0 + 41,5 m con un ancho de 23,1 m en los vanos de los viaductos de acceso y de 27,0 en los vanos principales, en los que se separan las calzadas para albergar a los arcos situados en la mediana.

La planta es curva con un radio constante en toda la estructura de 1.540 m, estando el trazado en alzado formado por un amplio acuerdo cóncavo con el punto bajo en el centro del viaducto.

4.1. Tablero

El dintel es continuo en la totalidad del viaducto, con 905 m de longitud y juntas en estribos, estando formado por un cajón central de hormigón de almas verticales de 8,1 m de ancho y 3,7 m de canto y voladizos transversales formados por una losa de canto variable, sustentada mediante puntales de hormigón prefabricado colocados cada 4,3 metros. El hormigón del tablero es H-45; algunas dovelas de los vanos en arco, sometidas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tensiones más altas, se proyectaron con H-60.

Los 10.7 metros centrales del tablero se construyen mediante dovelas prefabricadas que se montan por avance en voladizo, completándose hasta la anchura total del tablero mediante voladizos laterales que se hormigonan con un carro que se traslada sobre el núcleo de dovelas una vez se ha dado continuidad a la estructura (Fig. 5).

La variación del ancho del tablero, que se realiza mediante una transición suave en los vanos adyacentes a los principales, se obtiene variando la longitud de los voladizos.

Para limitar los pesos, las dovelas se proyectaron con espesores estrictos; la losa superior tiene un espesor variable con cartelas cerca de las almas y 25 cm en el centro, siendo constante a lo largo de la luz. Las almas y losa inferior tienen espesor variable a lo largo de la luz para adaptarse a la variación de tensiones, las primeras varían entre 50 y 80 cm y la losa inferior entre 30 y 70.

Cada tramo consiste en una "T" formada por dovelas de 2,15 metros con una dovela sobre pila y dos brazos de entre 16 y 20 dovelas cada uno. Entre cada dos tramos contiguos se ejecuta un cierre de clave *in situ* de unos 50 cm., para dar continuidad al tablero.

En las juntas entre dovelas, que se fabrican por el sistema de la dovela conjugada, se han utilizado llaves múltiples a fin de mejorar la transmisión de los esfuerzos de cortante en las almas y los originados por el tráfico en la losa superior entre dovelas; las llaves sirven también para situar la dovela en su posición durante el montaje. La junta entre dovelas se realiza mediante resina epoxi.

La unión entre la losa superior de la dovela y el voladizo lateral se realiza por medio de armadura pasiva.

El pretensado longitudinal es interior, con unidades de 24 y 19 cordones de 15.2 mm de diámetro. Las vainas discurren por las losas superior e inferior de la dovela, habiéndose realizado en el interior del cajón mogotes para la colocación de los anclajes de los tendones; estos mogotes se aprovechan para anclar las barras pretensadas necesarias para el montaje de las dovelas.

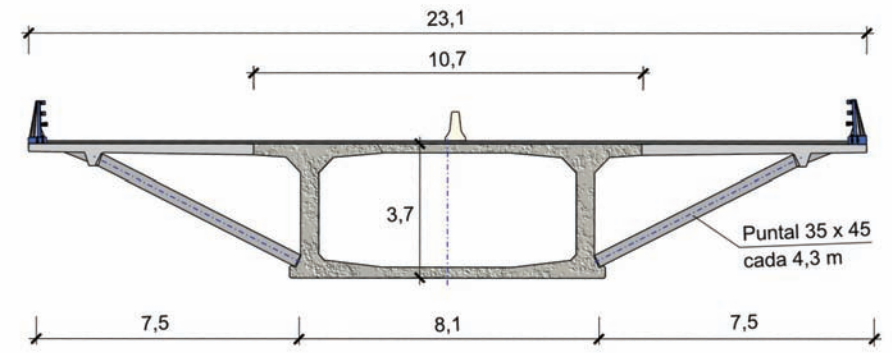

Figura 5. Sección tablero vanos de acceso.
Figure 5. Cross-section of deck in approaches.

4.2. Dovelas especiales

En el diseño de los distintos elementos del tablero se partía de los condicionantes impuestos por el sistema constructivo mediante dovelas de que dispone FCC Construcción para viaductos de luces del orden de 75 metros, tanto en lo relativo a respetar la geometría de las mismas como a las necesidades derivadas de su fabricación, ya que estaba previsto utilizar las células de fabricación de las que se disponía, realizando las mínimas modificaciones.

Además, tanto por haber continuidad estructural entre el tablero de los vanos de acceso y el de los arcos como por simplificar la fabricación del tablero, las dovelas de todo el tablero son prácticamente iguales en su geometría, exterior e interior, y en los elementos que incorporan (anclajes de pretensado, anclajes de barras de cosido de montaje, llaves de cortante, etcétera).

positioned via balanced cantilevering; the cantilever wing slabs forming the rest of the member to its full width were cast in situ from the completed segmental core with travelling formwork.

The deck width was tapered gradually beginning at the spans adjacent to the main bridge by varying the width of the cantilevered wings (Fig. 5).

To limit weight, segment dimensions were minimized. The upper slab is 25 cm thick in the centre and thickens near the webs, to a constant dimension across the entire span. By contrast, the webs range from 50 to 80 cm and the bottom slabs from 30 to 70 cm thick to adapt to variations in stresses.

Each T-shaped section consists in a series of 2.15-m segments, one resting on a pier and the others forming the two arms of from 16 to 20 segments each. Adjacent sections were joined with a

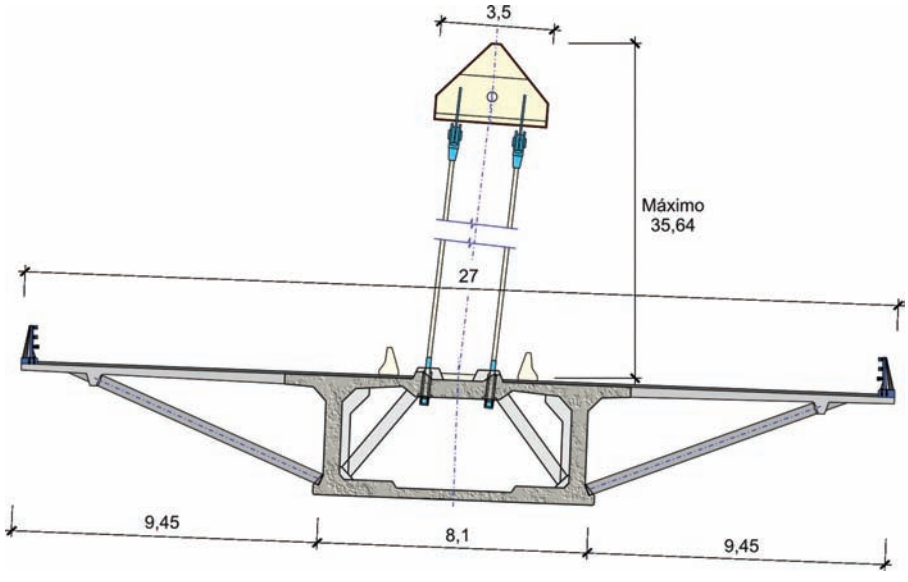

Figura 6. Sección por vanos en arco.
Figure 6 Arch span cross-section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

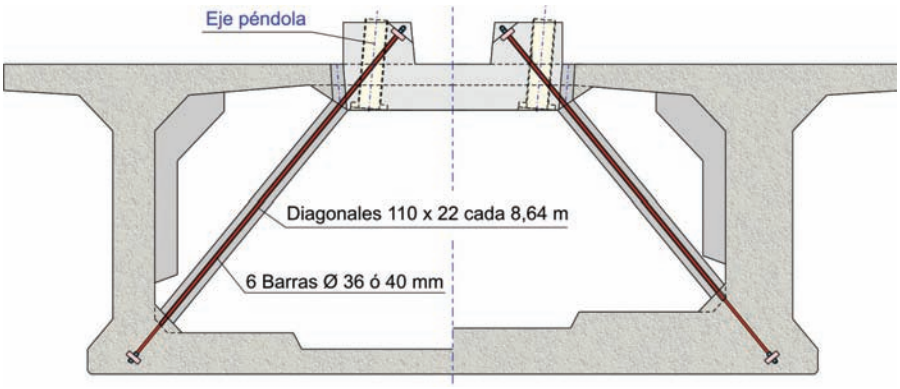

Figura 7 Sección por vanos en arco (detalle)
Figure 7. Arch span cross-section (detail).

50-cm wide cast in situ *segment to ensure deck continuity.*

Several keys were placed in the joints between the match-cast segments to improve the transmission of shear stress in the webs and traffic-induced inter-segmental stresses in the upper slab. The joints between segments were joined with epoxy resin.

The upper slab and the cantilever wing slab were joined with passive reinforcing steel.

Interior longitudinal prestressing was achieved with tendons consisting in 19 and 24,15.2-mm Δstrands. These tendons run through the upper and lower slabs of the segments. The blisters built into the boxes to hold the tendon anchors were subsequently used to anchor the prestressed bars needed for segment assembly.

4.2. Special segments

Deck member design was subject to the constraints imposed by FCC Construcción's segmental construction system for viaducts with 75-m spans, both as regards the geometry of the segments themselves and manufacturing-related requirements, for the intention was to use the existing moulds with minimum changes.

Moreover, both because the structure is continuous between the approach and arch decks and to simplify deck manufacture, the segments were designed to practically the same internal and external geometry throughout and were fitted with the same elements (prestressing anchors, assembly bar anchors, shear keys and so on).

The suspended deck required a series of elements that had to be built into the segments, Inasmuch as these precast elements are narrowly dimensioned to reduce weight, these elements athey were often difficult to position. Furthermore, one of the design premises was that any repetitive elements built into the segments would always be in the same position to reduce layout times and avoid lowering manufacturing efficiency. None of this was initially simple, however, given the plan and elevation curvature of the deck.

Since the same casting cells were used to manufacture the approach and arch span segments, all the elements appearing in the arch spans had to be integrated in the segment geometry. This was achieved with minor modifications to the internal formwork consisting in build-ups to house hanger anchors in

El tablero suspendido necesita disponer una serie de elementos que había que encajar en las dovelas, que al tratarse de elementos prefabricados y por lo tanto con espesores estrictos para reducir los pesos, hacían difícil en muchos casos su colocación. Además, una premisa del diseño era que todos los elementos repetitivos tuvieran la misma posición en las dovelas para reducir los tiempos de replanteo y no penalizar los rendimientos de fabricación, lo que en principio no era fácil al tener el tablero curvatura en planta y alzado.

Al utilizarse las mismas células de fabricación para las dovelas de los vanos de los viaductos de acceso y de los arcos, fue necesario integrar todos los elementos que aparecen en los vanos en arco en la geometría de las dovelas, lo que se consiguió realizando pequeñas modificaciones en el encofrado interior, consistentes en el regruesamiento de la losa superior para albergar los anclajes de péndolas y de la losa inferior para el pretensado especial de los vanos arco. Las modificaciones de los encofrados eran reversibles, de forma que en una célula de fabricación se podían hormigonar dovelas de viaducto de acceso y de los vanos en arco (Figs. 8 y 9).

El diseño, enfocado a evitar problemas de fabricación, permitió que en las dovelas de los vanos en arco que deben incluir los anclajes de las péndolas, los anclajes superiores e inferiores de las diagonales y los tubos de hormigonado

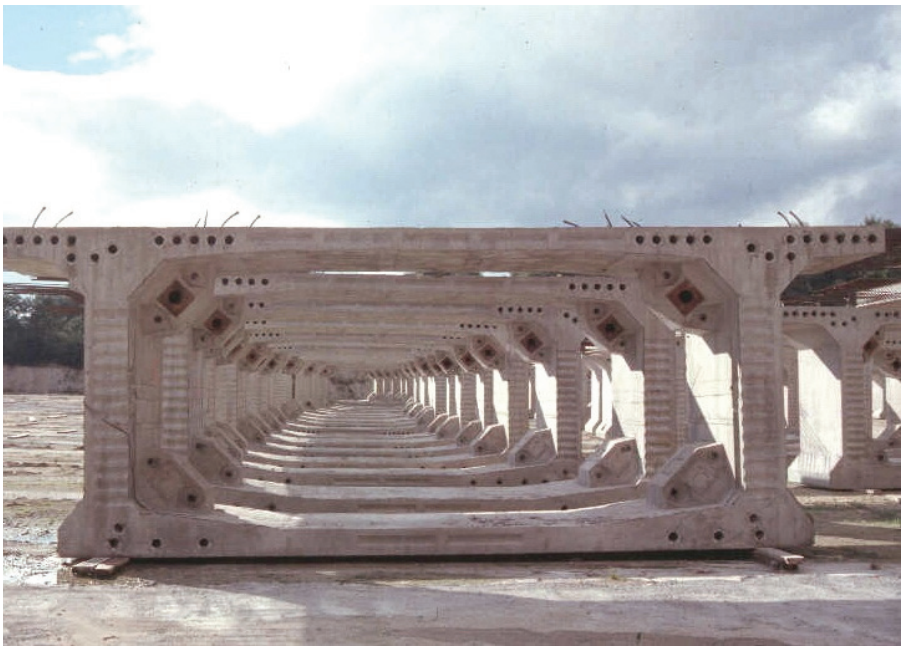

Figura 8. Dovela vanos acceso.
Figure 8. Approach span segments.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 9. Dovela vanos en arco.
Figure 9. Arch span segments.

de éstas, se pudieran obtener los mismos rendimientos de fabricación que en las dovelas normales.

Uno de los problemas más complicados fue el originado por las interferencias entre los anclajes inferiores de las diagonales y el pretensado de la losa inferior, que hacía muy difícil proyectar un trazado que cumpliera los condicionales geométricos requeridos.

4.3. Diagonales

En las secciones de anclaje de las péndolas, al anclarse éstas en el centro del tablero, es necesario llevar las fuerzas de cuelgue del centro del tablero a las almas del cajón, para lo que se dispusieron dos diagonales por sección de péndola. Debido a la interferencia de las diagonales con el encofrado interior de las dovelas, no fue posible su ejecución al fabricar las dovelas.

Al estar el tablero formado por dovelas prefabricadas entre las que no existe armadura pasiva, era necesario reducir al máximo la flexión longitudinal de la losa superior debida a las fuerzas de cuelgue de las péndolas, lo que obligaba a dar gran rigidez a las diagonales. La rigidez de las diagonales se consiguió mediante elementos formados por un puntal de hormigón de 1,1 por 0,22 metros con seis barras pretensadas (Fig. 7).

Debido a que con los encofrados disponibles no era posible el hormigonado de las diagonales al hormigonar la dovela, las diagonales se fabricaron una vez montadas las dovelas en el tablero; para la conexión de la diagonal a la dovela, al fabricar ésta se dejaron embebidas las placas de anclaje y los correspondientes conectores.

4.4. Arcos

Los vanos principales de 160 m están sustentados mediante sendos arcos mixtos situados en la mediana; los arcos tienen una flecha de 35,4 m respecto de la directriz del tablero, lo que corresponde a un relación luz / flecha de 4,5. El plano en el que se sitúan los arcos está inclinado cuatro grados respecto de la vertical hacia el interior de la curva, para contrarrestar parcialmente los esfuerzos transversales producidos por la curvatura del tablero. Al no compensarse completamente estos esfuerzos, los arcos se encuentran sometidos a flexiones transversales muy importantes.

La sección de los arcos es triangular con bordes achaflanados, con un ancho de 3,5 m y 2,5 m de canto; en los 46 metros más cercanos a los arranques, que están sometidos a momentos flectores transversales importantes, la sección es variable aumentando su área y manteniéndose las dimensiones máximas. La chapa tiene un espesor de 40 mm en la

the upper slab and in the lower for the prestressing steel specific to the arch spans in the lower. These modifications were reversible so one and the same mould could be used to cast approach and arch span segments (Figs. 8 y 9).

With design focusing on preventing manufacturing problems, the production rates attained for the arch span segments, which had to accommodate anchors for the hangers as well as the upper and lower anchors for the diagonals and the respective concreting tubes, was the same as for the typical segments.

One of the most complex problems to solve when designing a layout that could meet the geometric requirements was the interference between the lower anchors for the diagonals and the prestressing tendons in the lower slab.

4.3. Diagonals

Since the hangers were anchored along the centre of the deck, the suspension forces had to be transferred from the sections involved to the box segment webs. This was achieved by fitting each hanger section with two diagonals, which could not be built into the segments during manufacture because they interfered with the internal formwork.

With a deck comprising precast segments and no reinforcing steel to join them, longitudinal bending in the upper slab due to the suspension forces generated by the hangers had to be reduced to a minimum. The stiffness concomitantly needed in the diagonals was attained by prestressing 1.1 by 0.22-metre concrete braces with six reinforcement bars.

Since the diagonals could not be cast at the same time as the segments with the formwork available, they were made after the segments were hoisted into place on the deck. The anchor plates and respective connectors for positioning the diagonals were, however, embedded in the segments during manufacture (Fig. 7).

4.4. Arches

The main 160-m spans are supported by two composite arches positioned

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

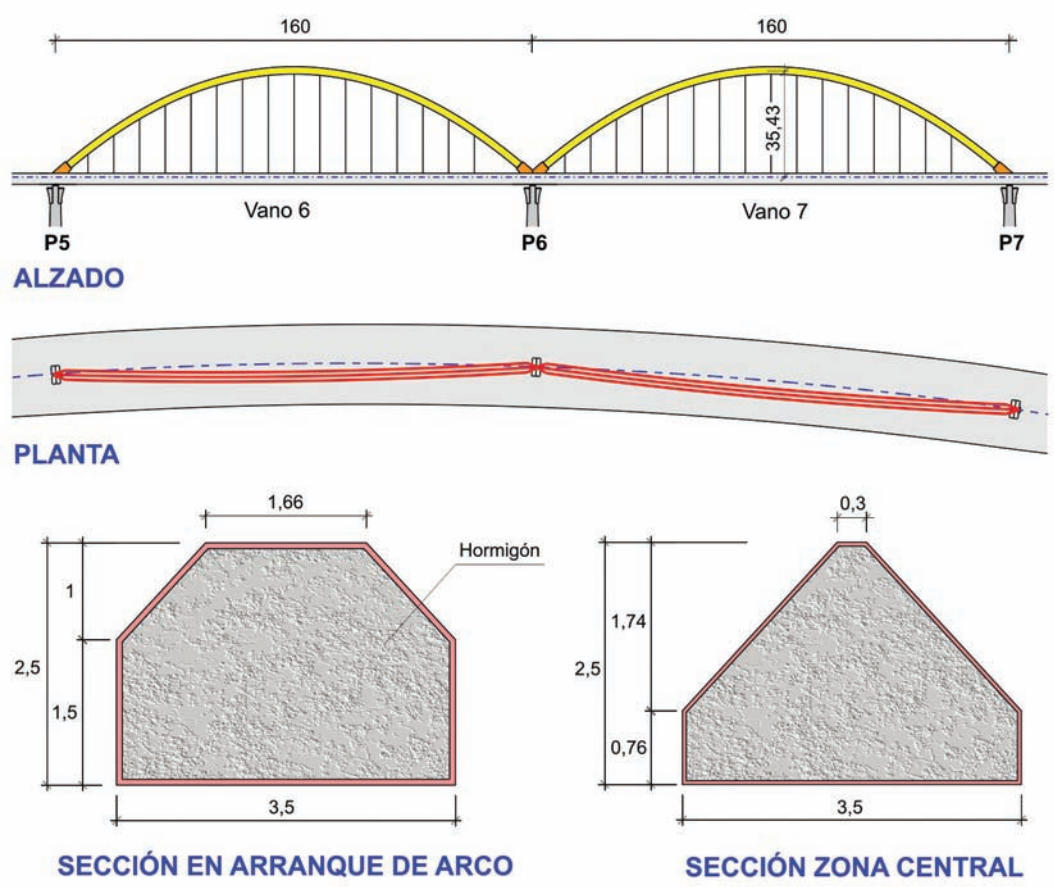

Figura 10. Esquema vanos en arco.
Figure 10. Arches.

along the central reserve and rising 35.4 m above the deck, for a span-depth ratio of 4.5. The plane of the arch is slanted four degrees off the vertical toward the inner side of the curve to partially offset the transverse forces generated by the curve of the deck. Since these forces are not entirely balanced, the arches are subjected to considerable transverse bending (Fig. 10).

The cross-section of the arch is a triangle with bevelled edges, 3.5 m wide by 2.5 m high; in the 46 metres closest to the springing lines, an zone subjected to considerable transverse bending moments, the section is variable, with the area increasing while maintaining the maximum dimensions. The sheet steel is 40 mm thick in the central area and 60 mm thick at the springings. Since the tensile stresses generated by arch bending are withstood by the steel alone, the concrete section has local reinforcement only, to distribute the load from the connectors.

At the springing line the arches are fixed on concrete blocks that constitute a support surface perpendicular to the arch. Where the arch steel abuts with the concrete, it rests on 60-mm steel plate to distribute compressive stresses, while the tensile stresses generated by transverse arch bending are transmitted by 84 prestressed, 40-mm diameter steel bars with an elastic limit of 835 N/mm^2.

As the springer blocks are subjected to substantial local compressive stress, they were designed to be built with H-70 concrete. To resist the service loads stemming from transverse bending of the arch due to the transverse action generated by the deck curvature, the blocks are anchored to the deck diaphragm with three tendons having 31 15.2-mm diameter strands, positioned on the inner side of the curve. Similarly, two tendons with 19 15.2-mm diameter strands are positioned on the outer side of the curve to offset the self-weight of the arches during construction.

4.5. Tension member

The horizontal reaction of the arches is balanced by a prestressed tension member positioned inside the deck, at its centre of gravity. This member consists in twelve 100,300-kN, 326-m long

zona central y de 60 mm en los arranques. Las tracciones originadas por la flexión del arco se resisten únicamente por el acero, por lo que la sección de hormigón dispone sólo armaduras locales para repartir la carga de los conectadores (Fig. 10).

En sus arranques los arcos se empotran en macizos de hormigón que materializan una superficie de apoyo perpendicular a la directriz del arco. El apoyo de la chapa del arco en el hormigón se realiza mediante una chapa de acero de 60 mm para repartir las compresiones, las tracciones originadas por la flexión transversal del arco se transmiten mediante 84 barras pretensadas de 40 mm de diámetro de acero de 835 N/mm^2 de limite elástico.

Los macizos de arranque están sometidos a compresiones locales importantes por lo que se han proyectado con hormigón H-70. Para resistir la flexión transversal del arco debida a las acciones transversales originadas por la curvatura del tablero, los macizos se anclan a la riostra del tablero mediante tres tendones de 31 cordones de 15,2 mm de diámetro situados en el lado interior de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 11. Vanos en arco.
Figure 11. Arch spans.

la curva para las cargas de servicio y dos tendones de 19 cordones de 15,2 mm. de diámetro situados en el lado exterior de la curva para compensar el peso propio de arco en construcción.

4.5. Tirante

La reacción horizontal de los arcos se equilibra mediante un tirante pretensado situado en el interior del tablero coincidiendo con su centro de gravedad. El tirante está constituido por 12 tendones de 42ϕ15,2 mm con una fuerza de tesado de 100.300 kN y una longitud de 325 m anclados en las riostras de las pilas 5 y 7; los tendones son exteriores protegidos mediante vaina de polietileno y lechada de cemento. Las riostras de la pila 6, las de las pilas provisionales y otras situadas a cuartos de la luz se utilizan como desviadores para proporcionar la curvatura en planta del tirante.

4.6. Péndolas

Las péndolas mediante las que se cuelga el tablero de los arcos se disponen por parejas a ambos lados del eje del tablero separadas dos metros entre sí. En la dirección longitudinal del puente se sitúan cada cuatro dovelas, esto es 8,64 m; están constituidas por tendones de alambres paralelos de 7 milímetros de diámetro con cabezas remachadas (sistema Dyna de BBR) en número variable entre 70 y 103. La carga de rotura de cada péndola varía entre 450 y 662 toneladas. La protección de las péndolas se consigue mediante galvanizado de los alambres y vaina común de polietileno rellena de cera.

Las péndolas completas, incluyendo las vainas y anclajes, se montan en fábrica, lo que permite un mejor control de calidad.

El extremo superior de la péndola se ancla en una mazarota de acero fundido que cuelga del arco mediante una orejeta en la que se dispone una articulación mediante un bulón; en el extremo inferior, que es desde el que se realiza el tesado, se dispone un anclaje activo mediante cabeza roscada en la que se coloca la tuerca de regulación; la tuerca se apoya en una placa en la cara interior de la losa superior del tablero.

4.7. Subestructura

Las pilas de los viaductos de acceso tienen sección cajón constante de 7,0 x 3,5 m y 40 cm de espesor. Las correspondientes a los vanos principales tienen la misma sección en coronación, siendo de sección variable con talud en dirección longitudinal y paredes de 70 cm de espesor. Durante la construcción, en coronación de las pilas es necesaria una superficie de 7 x 8 metros para la colocación de los equipos de orientación y nivelación del tablero, por lo que los fustes se rematan con un capitel. Las pilas de los viaductos de acceso se ejecutaron con hormigón H-30 y las de los vanos en arco con H-35.

42-strand tendons, each strand having a diameter of 15.2 mm. Anchored at the diaphragm on piers 5 and 7, these external tendons are external encased in a polyethylene sheath filled with cement grout. The diaphragm over pier 6, the provisional piers and others located at quarter-span are used to curve the tension member to the plan configuration of the bridge.

4.6. Hangers

The hangers that connect the deck to the arches are positioned two-by-two, two metres apart on either side of the centreline of the deck. Longitudinally along the bridge they are spaced at 8.64 m, i.e., one pair every four segments. They consist in from 70 to 103 seven-millimetre parallel wires with riveted heads (BBR Dyna system). The ultimate loads on the hangers ranged from 450 to 662 tonnes. The hanger wires were galvanized and the bundles enclosed in a wax-filled polyethylene sheath.

The entire hanger assembly, including sheathes and anchors, was factory produced for stricter quality control.

Pin-jointed studs anchor the upper end of the hangers to wrought steel sprues that hang from the arch. The lower end, where the hangers are stressed, is attached to a threaded anchor that houses the regulation bolt, which in turn rests against a plate on the inner side of the upper deck slab.

4.7. Substructure

The approach piers comprise a uniform box section 40 cm thick whose dimensions are 7.0 x 3.5 m. The main span pier section has the same dimensions on top but slopes longitudinally and has 70-cm walls. Since the deck positioning and levelling equipment was to be operated from the pierheads, the shafts were topped with a capital to provide the 5.7 by 8.8 metre area needed. H-30 and H-35 concrete was used to build the approach and arch span piers, respectively.

The abutments are pier-abutments consisting in two 1.70- by 4.20-metre shafts positioned in front of a of reinforced earth wall. At the end of the deck

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

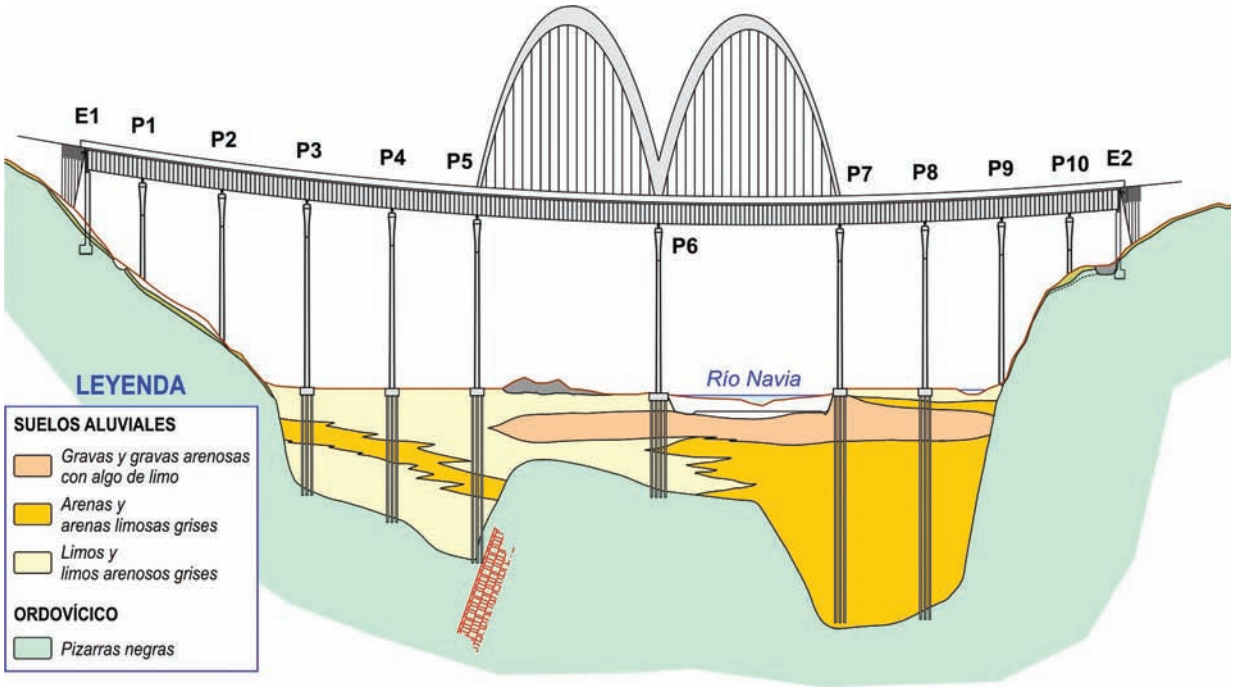

Figura 12. Perfil geotécnico.
Figure 12. Geotechnical profile.

a lintel supporting the expansion joint and transition slab rests on the shafts.

The approach viaducts have 1.2x1.5-metre Teflon neoprene sliding supports. The outer piers on the main spans have four 1.4x1.5-metre hooped neoprene supports each, while the central pier has four 1.6x1.9-metre supports. This arrangement ensures flexible resistance to horizontal actions.

4.8. Foundations

The *foundations under the abutments and the four outer piers, built to withstand an allowable stress of 0.8 N/mm², rest directly on the Luarca formation black slate that upwells along the outer edges of the valley.*

In the middle of the valley this slate is covered by a layer of marshy terrain of very variable thickness, with an under layer of sand and weathered rock. As a result, the inner piers are built over deep foundations comprising 2.0- and 2.15-metre diameter piles.Pile length ranges from 16 to 44 metres, due to the unevenness of the terrain. The piles were driven to a depth of two diameters in grade III rock, except in pier 5 where the grade III depth was such that the piles had to be driven 20 meters into grade IV rock (Fig. 12).

Piers 3, 4 and 8 on the approach viaducts have eight 2.0-metre piles, while piers 5 and 7, the outer supports for the arches, have twelve 2.15-metre piles. Pier 6, which supports both arches, is fitted with sixteen 2.15-metre piles and a square cap measuring 16.7 metres on each side. Its overall depth, including the plinth, is 7.10 metres.

5. DESIGN

In the design of this viaduct, a number of singular characteristics had to be addressed, some due to bridge typology and others to the use of precast segments and the construction method.

The complexity that characterizes precast segmental deck design stems from a series of specific conditioning factors, including:

- *SLS verification requires the intersegmental joints to be subjected to compression in any load combination, which calls for a high ratio of prestressing steel. The ratio required for some configurations is so high that their use is unfeasible.*

- *The distribution of the point loads applied to the slabs poses problems due to the lack of longitudinal reinforcement at the joints. Consequently, any*

Los estribos son estribos-pila, consistentes en dos fustes de 1,70 por 4,20 metros situados delante de macizos de tierra armada. Sobre los fustes, en el trasdós del tablero, se dispone una viga dintel en la que apoya la junta de dilatación y la losa de transición.

Los apoyos de los viaductos de acceso son deslizantes, de neopreno teflón de 1,2 x 1,5 metros; en las pilas exteriores de los vanos principales se disponen cuatro apoyos de neopreno zunchado de 1,4 x 1,5 metros por pila y en la pila central cuatro apoyos de neopreno de 1,6 x 1,9 metros, que proporcionan un apoyo flexible frente a acciones horizontales.

4.8. Cimentaciones

Las cimentaciones de los estribos y de las cuatro pilas extremas son directas en las pizarras negras de la formación Luarca que afloran en los extremos del valle; la cimentación se realiza con una tensión admisible de 0,8 N/mm².

En la zona central del valle sobre el sustrato de pizarras existe una capa de fangos blandos de espesor muy variable, bajo la que aparecen niveles de arenas y roca meteorizada, por lo que la cimentación de las pilas intermedias se resuelve mediante una cimentación pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

funda con pilotes de 2,0 y 2,15 metros de diámetro (Fig. 12).

Debido a la heterogeneidad del terreno, las longitudes de los pilotes varían entre los 16 y los 44 metros. Los pilotes se empotran dos diámetros en la roca de grado III, salvo en la pila 5 en la que la profundidad a la que aparece ésta ha obligado a dejar los pilotes en roca de grado IV en la que se empotran 20 metros.

Las pilas 3, 4 y 8 de los viaductos de acceso tienen ocho pilotes de 2,0 metros de diámetro; las pilas 5 y 7, correspondientes a los apoyos extremos de los arcos tienen doce pilotes de 2,15 metros. En la pila 6, que es en la que apoyan ambos arcos, se han dispuesto 16 pilotes de 2,15 metros, teniendo el encepado 16,7 metros de lado y un canto conjunto del encepado y el plinto de 7,10 metros.

5. PROYECTO

El proyecto del viaducto presenta varias singularidades, algunas debidas a la tipología del mismo, otras originadas por la utilización de dovelas prefabricadas y por el sistema constructivo.

El proyecto de tableros de dovelas prefabricadas tiene condicionantes específicos que complican el proyecto, entre los que se pueden destacar:

• En las comprobaciones en E.L.S. se requiere que las juntas entre dovelas estén en compresión en cualquier combinación de cargas, lo que repercute en una mayor cuantía de pretensado. En algunas ocasiones los importantes incrementos de pretensado que provocan algunas configuraciones constructivas impiden su utilización.

• La ausencia de armadura longitudinal en las juntas plantea problemas de reparto de las cargas puntuales aplicadas en las losas, por lo que cuando existen cargas puntuales importantes es necesario un diseño cuidado para conseguir que no aparezcan problemas en servicio; este problema ha tenido especial importancia en el diseño de las dovelas y diagonales para resistir los esfuerzos de las péndolas.

• La necesaria repetitividad de la geometría.

El proceso constructivo del viaducto hace que la estructura pase por esquemas estructurales muy distintos entre sí, modificándose no sólo la estructura resistente longitudinal sino también la sección transversal.

La introducción del peso propio y pretensado se aplica sobre el núcleo de dovelas trabajando en voladizo, el pretensado de continuidad y el peso de los voladizos entra en carga sobre dicho núcleo trabajando como viga continua; posteriormente con la misma estructura resistente pero actuando con la sección completa del tablero se introduce el tesado de las péndolas y el del tirante pretensado que recoge la reacción horizontal de los arcos. A continuación, sobre la estructura colgada se aplica la retirada de pilas provisionales, el pretensado complementario, la carga muerta y la sobrecarga.

Los cambios de estructura resistente y las distintas edades de los hormigones, originan, a causa de los efectos reológicos, importantes redistribuciones, no sólo de esfuerzos entre las distintas secciones, sino también tensionales entre las dovelas y los voladizos. El fenómeno se ve complicado en las secciones próximas a las pilas, en las que los voladizos llegan a fisurarse, lo que provoca una redistribución adicional de tensiones entre éstos y las dovelas [6].

La complejidad del proceso constructivo y la necesidad de conocer con precisión los estados tensionales, dato que se trata de un tablero de dovelas prefabricadas en el que los condicionantes tensionales en E.L.S. son más estrictos que en las estructuras monolíticas, ha requerido para su estudio un cálculo paso a paso en el tiempo con análisis de los efectos reológicos del hormigón, en el que cada elemento del tablero se ha modelizado mediante dos barras que representan hormigones de edades distintas, una para el núcleo central de dovelas y otra para el voladizo; el arco también se modelizó mediante dos barras, una para el elemento de acero y otra para el hormigón.

Debido a la curvatura del tablero, existe una clara interacción entre los esfuerzos longitudinales, verticales y transversales al tablero, especialmente en los vanos en arco, por lo que los cálculos se han realizado mediante un modelo espacial que representa exactamente la geometría de la estructura.

sizeable point loads must be the object of meticulous design to ensure that no service problems arise. This issue was of particular importance in the design of the segments and diagonals used to withstand the forces generated by the hangers.

• The need for the geometry to be repetitive.

The construction method deployed for the viaduct called for widely diverse structural schemes, with variations not only in the longitudinal bearing structure but in the cross-section as well.

The self-weight and prestressing loads were applied to the segmental core while it was still cantilevered, whereas it acted like a continuous girder when the prestressed continuity steel and weight of the cantilever wing slabs were loaded; in a subsequent step, the same bearing structure but with the full deck section in place received the stresses generated by stressing the hangers and the tension member that offsets the horizontal reaction from the arches. Lastly the loads from the supplementary prestressing, dead and live loads, and removal of the provisional piers were applied to the suspended structure.

The changes in the bearing structure, together with the rheological effects of the different concrete ages, generated substantial redistributions not only of forces between different sections, but of the stresses between the segments and the cantilever wings. In the sections near the piers where the cantilever wings cracked, additional stress redistributions appeared between these elements and the segments, complicating matters further [6].

The complexity of the construction process and the need to accurately ascertain the stress states, inasmuch as the deck is made of precast segments whose SLS stress limitations are stricter than in monolithic structures, called for a step-by-step analysis of the rheological effects of the concrete. In this study each deck member was modelled on the basis of two bars representing concretes of different ages, one for the segmental core and the other for the cantilever wing; the arch was also modelled with two bars, one for the steel and the other for the concrete component.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

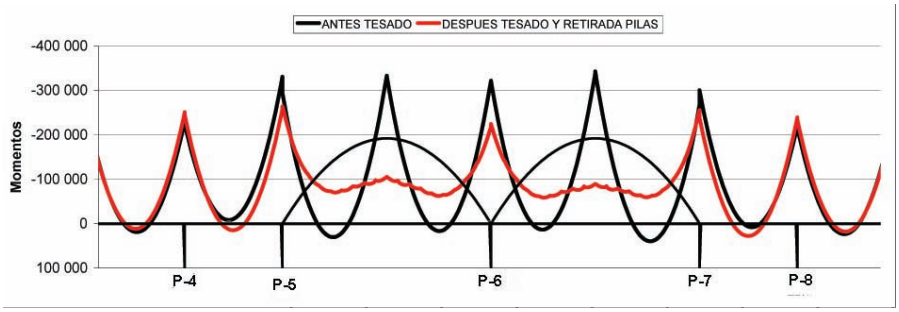

Figura 13. Momentos flectores en el proceso de tesado.
Figure 13. Bending moments during tensioning.

The deck curvature generates obvious interaction among longitudinal, vertical and transverse deck forces, particularly in the arch spans. Consequently, the engineering was performed with a spatial model exactly representing viaduct geometry.

The model used for all the calculations to determine overall longitudinal bending was the same in terms of geometry, although the characteristics of the material differed for each calculation performed.

The forces generated by the permanent loads were analyzed with a step-by-step process using moduli of elasticity, shrink factors and creep coefficients that varied over time. The forces generated by instantaneous live loads were calculated with a linear model using a constant modulus of elasticity.

ULS arch safety was verified via nonlinear geometric calculations in which the modulus of elasticity for the concrete in the arch was reduced to take account of the loss of stiffness, given the level of stress to which the concrete is subjected, the effect of permanent load-induced creep and cracking.

Because in these calculations model geometry must indispensably concur with the actual geometry of the structure, the initial model geometry was fictitious so that, when the permanent loads were applied using linear calculations, taking account of the various states of load application and the variations in rheological effects over time, the resulting geometry would concur with the geometry obtained in the last step of the step-by-step analysis.

This geometry was considered in conjunction with the values of the assembly camber and a 25-cm deformation corresponding to a state of imperfection that may be likened to the first buckling mode set out in Eurocode 4 for arch stability analysis.

5.1. Longitudinal bending

The standard solution for suspended decks such as in bowstring arch bridges is to balance the deck self-weight and dead weight by tensioning the hangers. Under this arrangement the only bending forces to which the deck, being supported by the hangers, is subjected are the forces generated by such loads and the live loads acting on the structure as a whole. In the event of viaducts with one or several arch-supported spans, the approach deck, where the primary stresses are due to bending moments, is usually separated by a joint from the arch span deck, where bending moments are smaller.

In the Navia Viaduct, where the use of balanced cantilevering construction ruled out the possibility of placing joints on the pier, structural continuity had to be maintained between the approaches and the main arch spans, with the concomitant interaction between the two structures.

Near the end of deck construction, prior to stressing the hangers, the deck, acting like a girder subjected to bending stress, could withstand 70% of the total load in all the spans, including the main spans.

If the standard design criterion had been used to determine hanger tensioning forces, when the arches were erected and the hangers stressed, the deck load would have been absorbed by the arch, reducing the bending moments in the arch spans. The decline in forces in

Para todos los cálculos de la flexión longitudinal general se ha utilizado un mismo modelo en cuanto a geometría, aunque las características de los materiales son distintas para cada uno de los cálculos realizados.

Los esfuerzos producidos por las cargas permanentes se han estudiado mediante un cálculo paso a paso en el tiempo, con módulos de elasticidad y coeficientes de retracción y fluencia variables en el tiempo. Los esfuerzos producidos por las sobrecargas instantáneas se han calculado mediante un modelo lineal, con módulo de elasticidad constante.

La verificación de la seguridad del arco en E.L.U. se ha realizado mediante un cálculo con no linealidad geométrica en el que el módulo de elasticidad del hormigón del arco se ha reducido para tener en cuenta la pérdida de rigidez del hormigón para el nivel tensional en el que se encuentra, la fisuración del hormigón y el efecto de la fluencia debida a las cargas permanentes.

En dicho cálculo es imprescindible que la geometría del modelo coincida con la geometría real de la estructura construida, por lo que al modelo se le ha dado una geometría ficticia para que al aplicar las cargas permanentes en un cálculo lineal, la geometría resultante coincida con la que se obtiene a tiempo final en el modelo de cálculo paso a paso teniendo en cuenta los distintos estados de aplicación de las cargas y la evolución en el tiempo de los efectos reológicos.

A dicha geometría se le han añadido las contraflechas de montaje y la deformación correspondiente a la imperfección afín al primer modo de pandeo de 25 cm, prescrita por el Eurocódigo 4 para el análisis de la estabilidad del arco frente a pandeo.

5.1. Flexión longitudinal

La solución habitual en los tableros suspendidos, como los de puentes arco de tablero superior, es equilibrar el peso propio y carga muerta del tablero con el tesado de las péndolas; de esta forma, los esfuerzos de flexión a los que está sometido el tablero son únicamente los debidos a dichas cargas con el tablero apoyado en las péndolas y los debidos a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

la sobrecarga actuando sobre la estructura completa. En el caso de viaductos en los que existen uno o varios vanos sustentados mediante arco, el tablero de los viaductos de acceso, en los que el trabajo principal es de flexión, se independiza habitualmente del de los vanos en arco, en los que las flexiones son menores, mediante una junta.

En el viaducto de Navia, al realizarse la construcción por el procedimiento de avance en voladizo, no es posible realizar una junta sobre la pila, por lo que es necesario mantener la continuidad estructural entre los viaductos de acceso y los vanos principales en arco, con la consiguiente interacción entre ambas estructuras.

Al final del proceso de construcción del tablero, antes de tesar las péndolas, el tablero resiste un 70% de la carga total mediante el trabajo a flexión como viga en todos los vanos, incluso los principales.

Si para determinar las fuerzas de tesado de las péndolas se hubiese utilizado el criterio habitual de diseño, al ejecutarse los arcos y tesar las péndolas, la carga del tablero habría pasado a estar resistida por el arco, reduciéndose los momentos flectores en los vanos en arco. La reducción de los esfuerzos en estos vanos modifica los esfuerzos en los vanos adyacentes, reduciéndose el momento flector negativo sobre la pila intermedia y aumentando el momento positivo en los vanos laterales y el negativo en la siguiente pila.

Al utilizarse unas dovelas diseñadas para vanos de 75 metros de luz, en las que, con el fin de optimizar el peso, tanto su capacidad resistente como su posibilidad de albergar tendones de pretensado se encuentra al límite para los momentos flectores que aparecen con esta luz, las dovelas no tenían capacidad para admitir los incrementos de momentos flectores que se hubieran producido si al tesar las péndolas se hubiera seguido el criterio habitual de eliminar los momentos en los vanos en arco.

Para evitar este problema, las fuerzas de tesado de las péndolas se diseñaron para que, al recoger la reacción de la pila provisional, se mantuvieran en el tablero, en la sección de arranque de los arcos, unos valores de los momentos flectores tales que al introducir la carga muerta, los momentos flectores que aparecen en los vanos adyacentes a los arcos fueran los correspondientes a una viga continua de 75 metros de luz. Estas fuerzas de tesado deben dejar en los vanos en arco una ley de momentos compatible con la capacidad resistente de las dovelas (Fig. 13).

5.2. Flexión transversal

Para el análisis del cálculo transversal del tablero, en el que la presencia de puntales, diagonales y péndolas hace que las cargas aplicadas directamente en las losas originen flexiones locales longitudinales y transversales, se han utilizado modelos de elementos finitos de tipo losa, mediante los que se han calculado los tramos apoyados en pilas y los suspendidos de las péndolas.

5.2.1. Anclajes de péndolas

En las secciones de anclaje de las péndolas se aplica una fuerza perpendicular a la losa de hasta 6.000 kN en E.L.S. en el centro de la sección. Al no existir armadura de conexión entre las dovelas para resistir las flexiones longitudinales, ha sido necesario un estudio cuidado de los mecanismos resistentes.

El objetivo era reducir las flexiones longitudinales de la losa a la vez que dotar a ésta de capacidad para resistir flexiones sin armadura. El diseño de los elementos venía condicionado a su vez por la compatibilidad con la construcción mediante dovelas.

Con el fin de reducir las flexiones longitudinales de la losa se proyectaron diagonales de hormigón, que eran más rígidas que las soluciones metálicas, presentando su anclaje a la dovela menos problemas constructivos por incompatibilidad con el encofrado. Las diagonales se pretensaron para evitar la pérdida de rigidez por fisuración; el pretensado introduce en la losa superior una flexión contraria a la que aparece en servicio al aplicar las cargas sobre lo misma, lo que permite reducir los momentos totales.

En los anclajes de las péndolas se necesitaba un regruesamiento de la losa por punzonamiento y para permitir la transmisión de tensiones de las placas de anclaje a las armaduras transversales de la losa superior y a las diagonales. Para mejorar la capacidad resistente de la losa superior en dirección longitudi-

these spans would have modified the forces in the adjacent spans, reducing the negative bending moment on the pier between them and increasing the positive moment on the outer spans and the negative moment on the next pier.

Being designed for 75-metre spans in which, to optimize weight, both the bearing capacity and the capacity to house prestressing tendons were dimensioned to the lower limit for the bending moments appearing at such span lengths, the segments could not accommodate the increases in the bending moments that would have been generated if the usual criterion, i.e., eliminating the moments in the arch spans, had been followed.

To avoid this problem, the hanger tensioning-induced forces were designed to keep the bending moments acting on the deck (at the springers during absorption of the reaction from the provisional pier) at values such that when the dead load was added, the bending moments appearing on the spans adjacent to the arches would be the moments corresponding to a continuous 75-metre span girder. These tensioning forces should yield a law of moments in the arch spans compatible with segment bearing capacity (Fig. 13).

5.2. Transverse bending

As a result of the presence of braces, diagonals and hangers in the deck, the loads applied directly to the slabs generate local longitudinal and transverse bending. For this reason, slab-type finite element models were used to analyze the transverse forces acting on both the lengths of deck supported by piers and the ones suspended from hangers.

5.2.1. Hanger anchors

A SLS perpendicular force of up to 6000 kN is applied at mid-length of the sections where hangers are anchored. In the absence of connecting steel between the segments to withstand longitudinal bending, an in-depth study of the strength mechanisms had to be conducted.

The purpose was to reduce longitudinal bending in the slab while conferring on this member capacity to withstand

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

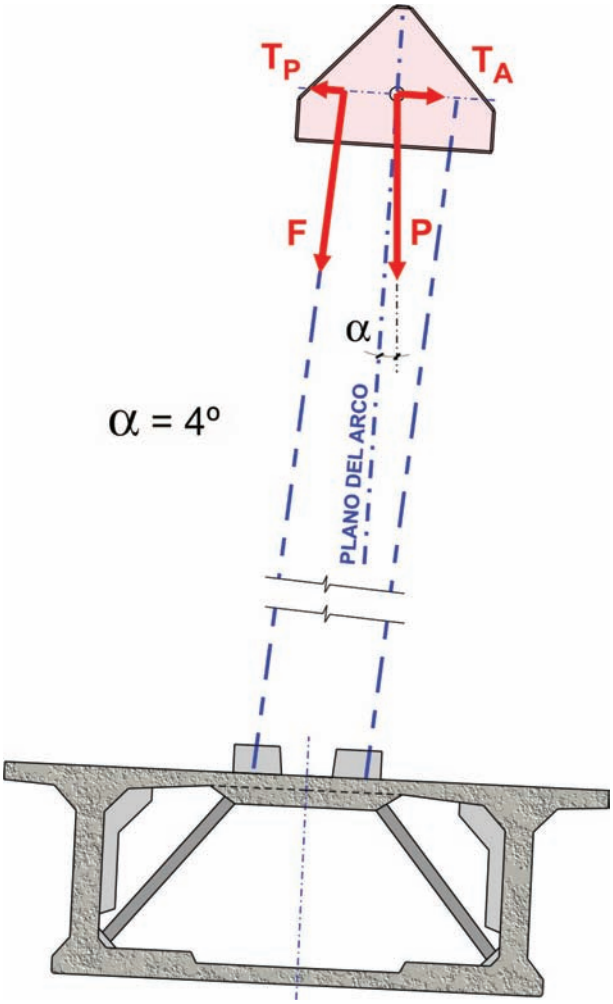

Figura 14. Fuerzas transversales en el arco.
Figure 14. Transverse forces in the arch.

bending without reinforcement. Element design was conditioned, in turn, by the need to be compatible with segmental construction.

Concrete diagonals were designed to reduce longitudinal bending in the slab. These diagonals were stiffer than steel alternatives and their anchorage to the segment posed fewer formwork-related construction problems. The diagonals were prestressed to prevent cracking-induced loss of stiffness. Prestressing loads, generate bending to in the upper slab opposite to that counters the service loads, thereby reducing the final moment.

At the hanger anchors, the slab had to be thickened to enable to accommodate punching shear and to transmit stresses from the anchor plate to the transverse reinforcement in the upper slab and to the diagonals. To enhance the bearing strength of the upper slab in the longitudinal direction, this thickening was extended, forming a longitudinal girder which, with no reinforcement at the joints, is able to withstand longitudinal bending as a result of the overall compression on the deck.

The diagonals and transverse reinforcement in the segments housing hanger anchors were engineered to withstand, under ULS conditions, the full force of the hangers without considering the contribution of the adjacent segments. The reason is that in ULS verification there are sections where intersegmental load transmission cannot be guaranteed when the upper slab is not subjected to longitudinal compression.

In the rest of the segments, the reinforcement was calculated assuming that longitudinal loads would be fully transmitted.

5.3. Arch slant

The plan layout of the viaduct describes a 1540-m radius which in the 160-m spans translates into a rise of 2.1

nal, se dio continuidad a este regruesamiento, formando una viga longitudinal capaz de resistir, sin armadura en las juntas, la flexión longitudinal mediante la compresión general del tablero.

Las diagonales y la armadura transversal de las dovelas en las que existen anclajes de péndola, se calcularon para resistir en E.L.U. la totalidad de la fuerza de las péndolas sin considerar la colaboración a las dovelas adyacentes, ya que en esta comprobación existen secciones en las que al desaparecer la compresión longitudinal en la losa superior, no puede asegurarse la transmisión de cargas entre dovelas.

En el resto de dovelas, la armadura se calculó en la hipótesis de que la transmisión de esfuerzos en dirección longitudinal sea total.

5.3. Inclinación del arco

El trazado en planta del viaducto se sitúa en una curva circular de radio 1.540 m que en los vanos de 160 m da lugar a una flecha respecto del plano de apoyos de 2,1 metros. En el caso de haber proyectado los arcos verticales partiendo del eje del tablero en los arranques, al disponer el anclaje inferior de las péndolas en el eje del tablero, éstas habrían quedado fuera del plano del arco, lo que hubiera producido en éste momentos transversales trabajando como viga balcón, para los que el arco tiene una capacidad de respuesta mucho menos eficaz que para las fuerzas contenidas en su plano.

Aunque actualmente no son raros los puentes arco con planta curva, se trata habitualmente de tableros metálicos de dimensiones relativamente modestas y poco peso, en los que los esfuerzos originados por el trabajo del arco fuera de su plano se pueden resistir sin recurrir a elementos de grandes dimensiones.

En el viaducto de Navia, el ancho de la plataforma de 27 metros y el sistema constructivo con vanos de 80 metros dan lugar a un tablero con una carga permanente de 55 toneladas por metro, mucho más pesado que los tableros habituales en los puentes arco. Para resistir los esfuerzos transversales originados por la curvatura hubiera sido necesario un arco con gran inercia horizontal, lo que hubiera implicado un incremento su ancho, con la consiguiente

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

repercusión en el ancho del tablero y por lo tanto en el coste del viaducto.

Para reducir los esfuerzos transversales en el arco se estudió la posibilidad de descentrar el plano del arco respecto del plano definido por las pilas, de forma que se redujera la inclinación media de las péndolas y por lo tanto los esfuerzos transversales; pero esta solución exigía, a causa del descentramiento de los arranques respecto del tablero, un incremento de ancho del tablero de unos dos metros, por lo que se desechó.

La solución adoptada para reducir los esfuerzos transversales consistió en inclinar el plano en el que se sitúa el arco respecto de la vertical, de forma que el peso del arco tiene una componente transversal respecto de su plano; esta componente, al ser de sentido opuesto al tiro transversal de las péndolas, lo equilibra parcialmente (Fig. 14).

La inclinación de las péndolas debida a la curvatura del tablero produce en éste una fuerza horizontal igual al 6% de la carga vertical, que debido a la luz de 160 m origina en el tablero momentos de eje vertical muy importantes. Aunque sus efectos no presentan problemas en el tablero en E.L.U. al tener un canto en dirección horizontal de 27 m, sin embargo las tensiones que se producen por este efecto se añaden a las originadas por la flexión en el plano vertical.

Este problema del incremento de tensiones, que en un tablero in situ no hubiera tenido mucha importancia, al tratarse de un tablero de dovelas en el que en E.L.S. no se admiten tracciones, tiene como consecuencia un incremento muy importante del pretensado.

Para poder equilibrar completamente la carga muerta del tablero, habría sido necesario inclinar el arco un ángulo de 12º respecto de la vertical. Al aumentar la inclinación del plano del arco, la fuerza transversal en el tablero originada por la inclinación de las péndolas se incrementa, aumentando los momentos de eje vertical. Si se hubiera inclinado el arco esta magnitud, los momentos generados en el tablero hubieran hecho necesario un incremento del pretensado para controlar las tensiones que no era posible colocar en la sección disponible, lo que hacía que dicha solución no fuera viable.

Para fijar la inclinación óptima del arco se realizaron cálculos con diferentes inclinaciones, decidiéndose dar un ángulo de 4º que permitía equilibrar un tercio de la fuerza transversal debida a la curvatura, mientras que los momentos de eje vertical del tablero se mantenían en valores admisibles.

Para resistir las tracciones originadas por la flexión del tablero de eje vertical, debida a las cargas horizontales, se dispuso en los voladizos de los vanos de los arcos un pretensado no simétrico.

5.4. Arranques de los arcos

Las fuerzas transversales al arco hacen que éste trabaje como viga balcón.

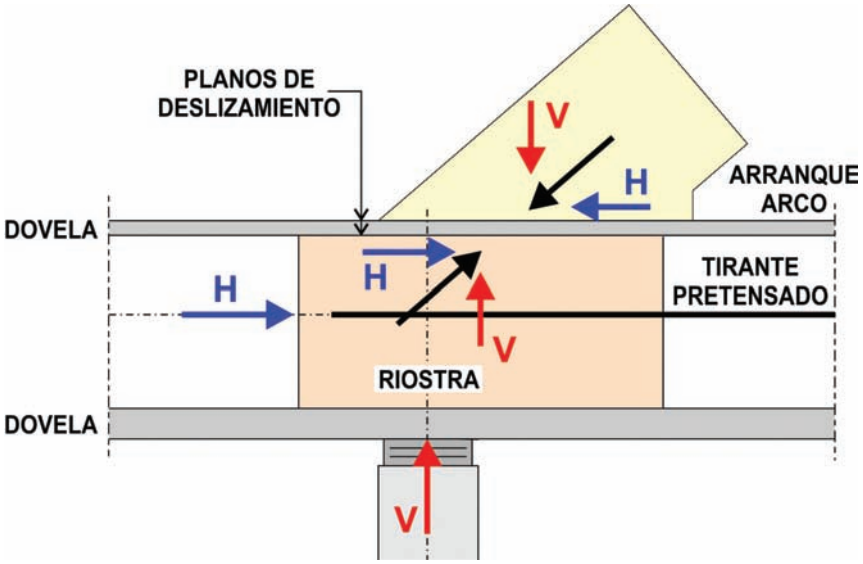

Figura 15. Esquema de fuerzas en los arranques de los arcos.
Figure 15. Forces at the arch springing line.

metres out of the plane of the supports. If the arches had been designed to spring vertically from the deck centreline, since the low end anchors for the hangers were positioned on the deck centreline, the hangers would have fallen outside the plane of the arch. That circumstance would have generated transverse moments to which the arch, working like a balcony beam, would respond much less effectively than to forces within its plane.

Although arch bridges with a curved plan are not rare today, they generally have fairly small, lightweight steel decks, in which the off-plane forces generated by the arch can be withstood without resorting to large-scale elements.

In the Navia Viaduct, the combination of a 27-metre wide platform and the construction system with 80-metre spans resulted in a deck with a permanent load of 55 tonnes per metre, much heavier than decks usually found in arch bridges. An arch with large horizontal inertia would have been needed to withstand the transverse forces generated by the curve, which in turn would have entailed an increase in arch width with the concomitant impact on the deck width and therefore the cost of the viaduct.

A study was conducted of the possibility of off-centring the plane of the arch with respect to the plane defined by the piers to reduce the transverse forces acting on the arch. This would have reduced the mean slant of the hangers and therefore the transverse forces. But since off-centring the springing lines would have necessitated widening the deck by about two metres, this approach was disregarded.

The solution adopted to reduce transverse forces consisted in slanting the plane of the arch from the vertical so that the weight of the arch has a component transverse to its plane that partially offsets the transverse pull of the hangers, for the two forces work in opposite directions (Fig. 14).

The slant on the hangers imposed by the deck curvature generates a horizontal force on the deck equal to 6% of the vertical load which, due to the 160-m span, induces substantial vertical moments in the deck. The effects pose no problems in the deck under ULS condi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

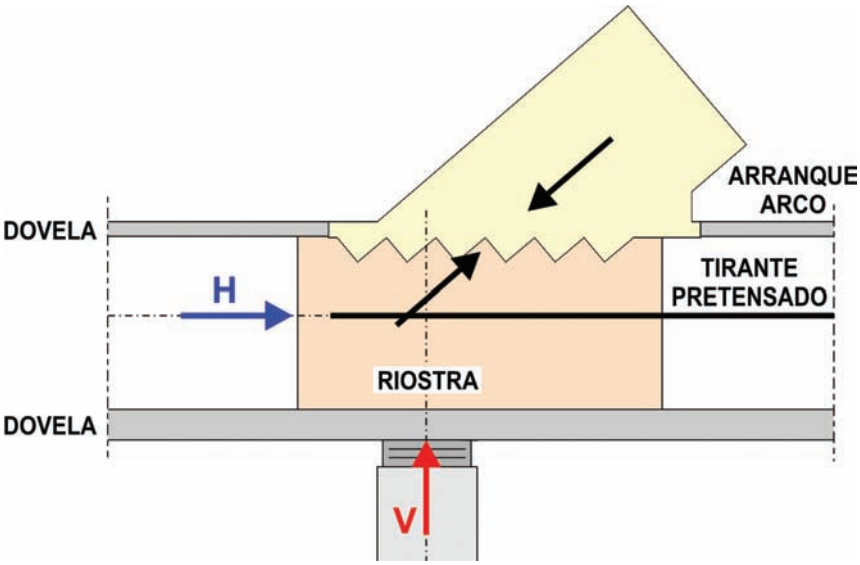

Figura 16. Solución constructiva del arranque de los arcos.
Figure 16. Construction solution for the arch springing line.

tions, however, since it measures 27 m across. Nonetheless, the stress generated by this effect must be added to forces owing to vertical bending.

This problem, which in an in situ *deck would be of minor importance, in a segmental deck where tensile stresses are not permitted in SLS verifications, this increase in forces calls for considerably greater prestressing steel ratios.*

In order to fully balance the dead weight of the deck, the arch would have had to be slanted at an angle of 12º from the vertical. Such an increase in the slant in the plane of the arch would have raised the transverse force on the deck generated by the hangers, and with it the vertical moments. If the arch had been slanted to this extent, the moments generated in the deck would have necessitated the use of more prestressing steel to control the stress than could have been accommodated in the available section, rendering the solution unfeasible.

Calculations were performed with different arch angles to establish the optimum slant. An angle of 4º was adopted to balance one third of the transverse force due to the curvature and maintain the vertical moments on the deck within allowable values.

The tensile stresses generated by vertical bending in the deck induced by horizontal loads are offset by non-symmetrical prestressing in the cantilever wing slabs.

5.4. Arch springing lines

Transverse forces cause the arch to work like a balcony beam. In ULS verifications, as a result of the bending moments at the arch springing lines all the compression force is concentrated in half of the section. The substantial tensile stress generated in the other half makes it necessary to anchor the arch in the deck.

The bending moment on the springing section changes direction, for prior to hanger stressing it points along the inner side of the curve due to self-weight and after tensioning along the outer side due to the pull from the hangers. With such a change in direction, symmetrical anchorage had to be designed to anchor both sides. This anchor consists in 84 40-mm diameter B835 steel bars stressed to 650 kN.

An interesting problem arose around the connection between the concrete arch springing blocks and the deck. At the springing the arch slants 35º from the horizontal. Since the deck is precast, a plane of discontinuity is generated at the contact between the springing blocks and the deck segments (Fig. 15). Large amounts of reinforcement were required to withstand the shear stress acting on that plane, posing assembly problems due to the continuity needed amongst the springer block, the segment and the diaphragm, each of which was cast in a different phase. Moreover, the considerable bending at the springing line generated by the transverse forces

En las comprobaciones en E.L.U, los momentos flectores en los arranques de los arcos originan que toda la compresión se concentre en la mitad de la sección, produciéndose tracciones importantes en la otra que requieren el anclaje del arco al tablero.

El momento flector en la sección de arranque cambia de sentido ya que antes del tesado de las péndolas vuelca hacia el lado interior de la curva debido al peso propio y después del tesado hacia el exterior debido al tiro de las péndolas. Este cambio de sentido de los esfuerzos hace que sea necesario proyectar un anclaje simétrico para anclar ambos lados. El anclaje se materializa mediante 84 barras de 40 mm de diámetro de acero B-835 tesadas a 650 kN

Un problema interesante surgió en la conexión de los arranques de hormigón del arco con el tablero. En su arranque el arco tiene una inclinación respecto del plano horizontal de 35º. Al ser el tablero prefabricado se origina en el contacto del arranque con las dovelas del tablero un plano de discontinuidad (Fig. 15). Para resistir el esfuerzo rasante que aparece en dicho plano era necesario disponer una armadura de gran magnitud, que presentaba problemas de montaje al ser necesario dar la continuidad entre el macizo de arranque, la dovela y la riostra, hormigonada cada una en una fase diferente. Además, los esfuerzos transversales del arco originan en su arranque flexiones importantes, lo que hace que la reacción del arco y por lo tanto la armadura de rasante deba concentrarse en una de sus mitades. La magnitud de la flexión transversal requiere la colocación de armadura de flexión tanto pasiva como activa.

Al estar formado el tablero por dovelas, en el que tanto la riostra interior como el macizo de arranque del arco se hormigonan en fases distintas a la dovela, en dicho arranque aparecen dos planos de discontinuidad, uno en la cara exterior del tablero entre el arco y la dovela y otro en la cara interior entre la dovela y la riostra.

Para mejorar la transmisión de esfuerzos y eliminar la necesidad de armadura de rasante entre los tres elementos, una vez montado el tablero de dovelas, se hormigonó la riostra dejando en su cara superior dientes con caras perpendiculares a la directriz del arco, poste-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

riormente se demolió la losa superior del tablero y se hormigonó el arranque del arco directamente contra la riostra; de esta forma, los esfuerzos entre el arco y la riostra se transmiten a través de planos perpendiculares a las tensiones, lo que evita la necesidad de disponer armadura de rasante (Fig. 16).

La componente horizontal de reacción máxima de los arcos en E.L.U. es del orden de 90.000 kN. Con el fin de no introducir tracciones en el tablero, para equilibrarla se proyectó un pretensado exterior centrado con la directriz del tablero entre las riostras de los arranques exteriores de los arcos. Este tirante está formado por 12 tendones de 42ϕ0.6" protegidos mediante vaina de polietileno y con una longitud de 326 m, con una fuerza de tesado de 100.300 kN.

6. HORMIGONES

Los hormigones normalmente utilizados han sido H-45 para el tablero y H-30 para pilas, estribos y cimentaciones. En la totalidad de hormigones del viaducto se ha realizado un control del hormigón intenso, con control de resistencia del 100% de las amasadas.

En el tablero y en los arcos ha sido necesario utilizar distintos hormigones de características especiales, debido en algún caso a las elevadas tensiones que aparecen por las limitaciones impuestas por la geometría de las dovelas, o para no incrementar excesivamente las dimensiones y pesos de los elementos, y en otros casos, a las necesidades de puesta en obra. Los hormigones especiales utilizados han sido:

- **HP-60** en algunas dovelas del tablero de los vanos en arco sometidas a esfuerzos importantes, en las que al estar limitadas las dimensiones de las dovelas, se producían tensiones superiores a las admisibles para el hormigón H-45.

Corresponden a las dovelas próximas a los arranques de los arcos, en las que la flexión horizontal produce tensiones tangenciales elevadas en la losa superior.

También se ha utilizado H-60 en las dovelas situadas sobre las pilas provisionales, en las que se producen momentos flectores importantes durante las fases de montaje, pero en las que, al estar en servicio en el centro del vano en arco, no convenía incrementar el espesor de las almas y de la losa inferior para no aumentar el peso del tablero.

- **HP-45 autocompactante sin retracción** en el hormigón de relleno del arco y en el de las riostras y diagonales del tablero, en los que no es posible el vibrado y en los que por su responsabilidad no eran admisibles defectos en el hormigonado.

- **HP-70 autocompactante** en los macizos de arranque de los arcos, en los que debido a la flexión transversal de los arcos en E.L.U. toda la compresión del arco se concentra en media sección, por lo que se producen tensiones muy elevadas bajo el apoyo de la chapa del arco. Además, al formar las barras pretensadas de anclaje del arco una barrera que dificulta el acceso de los vibradores, se utilizó hormigón autocompactante.

Los hormigones se fabricaban en una central externa a la obra; las fórmulas de los distintos hormigones se desarrollaron conjuntamente por la central y el laboratorio de la obra. En los hormigones especiales se realizó un apoyo por parte del Laboratorio Central de FCC Construcción, especialmente en la puesta a punto del hormigón autocompactante y el estudio de la evolución en el tiempo de las presiones sobre el encofrado [10].

El hormigonado del arco planteaba algunos problemas específicos que requirieron el estudio del comportamiento del hormigón autocompactante a edades tempranas, particularmente la evolución de las presiones sobre el encofrado y el proceso de formación de juntas frías del hormigón autocompactante.

El hormigón autocompactante se comporta a edades tempranas como un líquido, produciendo en el encofrado presiones con una ley hidrostática, que aumentan al proseguir el llenado del encofrado hasta que comienza el fraguado del hormigón. El proceso de fraguado de un hormigón autocompactante es más lento que el de un hormigón normal y se ve influenciado por su fluidez y las proporciones de los aditivos utilizados, siendo un proceso poco conocido; razón por la que se consideró indispensable realizar los ensayos necesarios para poder diseñar el procedimiento de hormigonado de los arcos.

on the arch concentrate the reaction of the arch (and with it the need for shear reinforcement) in one of the two halves. The magnitude of the transverse bending called for both passive and active bending reinforcement (Fig. 16).

Since the deck is formed by made of segments, and both the inner diaphragm and the arch springer block are cast in different stages than the segments, two planes of discontinuity appear at the springing line, one on the outer side of the deck between the arch and the segment and the other on the inner side between the segment and the diaphragm.

To improve load transfer and eliminate the need for shear reinforcement among these three elements, once the segmental deck was assembled, the diaphragm was concreted, with teeth at the top whose faces were perpendicular to the sweep of the arch. The upper deck slab was subsequently demolished and the arch springing line was cast directly against the diaphragm. Under this arrangement, the forces between the arch and the diaphragm are transmitted across planes perpendicular to the stresses, precluding the need for shear reinforcement.

The maximum reaction of the horizontal component in the arches at the ULS is on the order of 90,000 kN. Provision was made for external prestressing on the deck to avoid tensile stresses. These tendons run at the level of along the centroid of the deck between the diaphragms of the outer arch springing blocks. This tension member consists in twelve 100,300-kN, 326-m long tendons with 42 0.6" ϕ strands encased in a polyethylene sheath.

6. CONCRETES

As a rule the concretes used were H-45 in the deck and H-30 in piers, abutments and foundations. All the concretes in the viaduct were subjected to intense quality control, including strength testing of 100% of the batches.

Concrete with special properties had to be used in the deck and arches in some cases, to accommodate the high stresses occasioned as a result of the limitations imposed by segment geometry, to avoid excessive increases in member dimensions or weights, or to meet pouring placement needs. The special concretes used were:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

• ***HP-60*** *in some of the arch span deck segments subjected to high stresses, where, because the segment dimensions were limited, the stresses generated were higher than allowable for H-45 concrete.*

This is the case of the segments near the arch springing springer blocks, where horizontal bending generates high tangential stress in the upper slab.

H-60 was also used in the segments positioned over the provisional piers, where sizeable bending moments arose during assembly. Given their location in the centre of the arch span, the alternative, i.e., thickening the webs and the lower slab, was unadvisable, for it would have entailed increasing the weight of the deck.

• ***Self-consolidating, non-shrinkage HP-45*** *in the filler concrete for the arch, diaphragm and deck diagonals, where vibrating was not possible and where casting flaws were inadmissible given the importance of these elements for structural safety.*

• ***Self-consolidating HP-70*** *in the arch springer blocks, where due to the transverse bending of the arches under ULS conditions all the compressive stresses on the arch are concentrated in half of its section, generating very high stress under the arch support plate. Moreover, since the prestressed bars used to anchor the arch hindered vibrating operations, self-consolidating concrete was used.*

The concrete was mixed at an off-site plant; the formulas for the various types of concrete were developed jointly by the plant and the works laboratory. The FCC Construcción Central Laboratory provided support for the special concretes, particularly with regard to perfecting the self-consolidating concrete and the study of variations in the pressure on the formwork over time [10].

Concreting the arch posed specific problems that called for a study of the early age behaviour of the self-consolidating concrete, specifically with respect to the variation in pressure on the formwork and the formation of cold joints.

At early ages self-consolidating concrete behaves like a fluid, exerting hydrostatic-like pressure on the formwork. Such pressure increases as the formwork is filled until the concrete begins to set. Setting in self-consolidating concrete is slower than in ordinary concrete, and affected by its flowability and the proportions of the admixtures used. As this process is badly known, testing to design a concreting procedure for the arches was regarded to be indispensable.

During arch casting, the effect of the pressure exerted by the concrete is to subject the walls of the steel section to stresses, in addition to the stresses owing to service actions. If these forces are not controlled during concreting, the service safety factor of the structure declines. The design assumed pressures due to fresh concrete of 100 kN/m^2, i.e., equivalent to a 4.5-m high column of fresh concrete.

A second issue addressed was that a discontinuity in concrete pouring longer than the initial setting time, would cause an horizontal cold joint to form between the two lifts. The result would be that the fresh and hardened concrete would slip apart because the angle between the joint and the direction of the compressive force in the arch would be smaller than the friction angle between them.

In the event of cold joints, to prevent such slipping, the steel tube would begin to work like a hoop; if the formation of such joints had been planned during casting, the arch would have had to be designed to withstand this effect in all its sections.

Since formwork could not be built perpendicular to the arch axis, the entire arch had to be cast in a single operation to ensure concrete continuity between consecutive lifts.

The tests listed below were conducted to ascertain these parameters and design the formula for the arch concrete:

• The slump test.

• The “Japanese circle” test.

• *Scale model (1/4) trial consisting in concreting one length of the arch.*

• *Determination of variations in pressure over time, by concreting a tube three metres high to mid-height and later concreting the rest.*

Durante el hormigonado del arco, por efecto de la presión del hormigón, se producen en las paredes de la sección metálica tensiones que se suman a las que aparecen en el mismo por los esfuerzos en servicio. Si no se controlan los esfuerzos durante el hormigonado se produce una disminución del coeficiente de seguridad disponible en servicio. En proyecto se consideró una presión debida al hormigón fresco de 100 kN/m^2, equivalente a una columna de hormigón fresco de 4,5 metros.

Un segundo problema radica en que en el caso de producirse una discontinuidad en el vertido del hormigón con una duración mayor que el tiempo de comienzo del fraguado, se produce entre las dos fases de hormigonado una junta fría horizontal que no es posible tratar. Al ser el ángulo entre la junta y la dirección del esfuerzo de compresión en el arco inferior al ángulo de rozamiento entre el hormigón fresco y el ya fraguado, se produciría el deslizamiento entre ambos hormigones.

En el caso de formarse una junta fría entre hormigones, para impedir el deslizamiento, el forro de acero empezaría a trabajar como zuncho; por lo que en el caso de que se previera la formación de juntas frías durante el hormigonado, habría sido necesario proyectar el arco con capacidad para resistir este efecto en cualquier sección.

Al no ser posible realizar un encofrado perpendicular a la directriz del arco para evitar este problema, es necesario realizar el hormigonado en una sola fase, asegurando la continuidad del hormigonado entre dos tongadas consecutivas.

Para conocer estos parámetros y diseñar la fórmula del hormigón del arco se realizaron los siguientes ensayos:

• El ensayo de escurrimiento.

• El ensayo del círculo japonés.

• Hormigonado de un modelo correspondiente a un tramo del arco a escala 1/4.

• Determinación de la evolución de la presión en el tiempo, mediante el hormigonado de un tubo de tres metros de altura hasta la mitad y posterior hormigonado del resto de la altura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

6.1. Prueba de hormigonado en modelo

En obra se fabricó, con encofrado de madera, un tramo del arco a escala 1/4, cuya posición se correspondía con la más alta del arco, que era la zona que más dudas ofrecía para la operación de llenado. En este modelo se simularon los rigidizadores, los elementos de conexión y los diafragmas que se habían proyectado para la estructura metálica del arco.

El modelo se inclinó 10º longitudinalmente y 4º transversalmente respecto a la horizontal, para reproducir fielmente la realidad del arco, hormigonándose con la dosificación elegida para el hormigón HA-45 autocompactante.

Al desencofrar se observaron algunos defectos de llenado, que aunque eran de poca importancia se pensó que sería conveniente evitar. Con tal fin se modificaron algunos de los pasos de hormigón previstos en los rigidizadores y se dispusieron en los orificios de llenado próximos a la clave de los arcos 5 bebederos de 50 centímetros de altura, de forma que el hormigón del arco tuviera durante el hormigonado una presión máxima de 10 kN/m^2.

6.2. Pruebas de las presiones durante el hormigonado

Para conocer la evolución de las características del hormigón autocompactante a edades tempranas, en el Laboratorio Central de FCC Construcción se hicieron varios ensayos para la determinación de:

- Evolución de la presión del hormigón en el tiempo a distintas temperaturas.
- Tiempo de formación de juntas frías.

La presión del hormigón sobre un encofrado depende de los siguientes factores:

- Velocidad vertical de llenado del molde en m/h.
- La temperatura.
- Las características del hormigón, fundamentalmente su consistencia.
- Los aditivos utilizados.

Al existir poca bibliografía para hormigones autocompactantes, y poner de manifiesto la existente una importante variación de la evolución del comportamiento en función de la fórmula del hormigón, se planteó la necesidad de realizar ensayos para conocer el comportamiento del hormigón que se iba a utilizar.

Se hicieron pruebas de presión de hormigón, siguiendo la metodología utilizada por Assaad y Khayat [9], utilizando tubos de PVC de 3 metros de altura, en cuyas paredes a distintas alturas se dispusieron piezómetros, con objeto de observar las presiones a lo largo de la longitud del tubo y su evolución.

Los ensayos consistieron en llenar, en una primera fase, el tubo hasta la mitad de altura y tomar presiones en los piezómetros en el momento del hormigonado y a continuación, a intervalos de media hora, hasta cumplir un plazo determinado de tiempo.

En una segunda fase se completó el relleno del tubo, volviendo a tomar presiones en intervalos de media hora hasta alcanzar plazos que llegaron en algunos casos a las siete horas desde el comienzo.

Se efectuaron varios ensayos siguiendo la sistemática expuesta en diferentes días con temperaturas entre 10º y 20º, variando los tiempos entre ambos hormigonados.

También se hicieron pruebas de hormigonado continuo con una velocidad de llenado de un metro por hora, ya que algún autor afirma que cuando el incremento de altura es lento no se producen presiones hidrostáticas. Se comprobó que esta hipótesis no es cierta.

Los resultados obtenidos de los ensayos para la fórmula utilizada en el hormigonado, que incluía un 2% de acelerante Meyco SA 172, se pueden resumir en los puntos siguientes:

- En el inicio de la primera fase el hormigón se comporta como un líquido, generando presiones hidrostáticas que se mantienen en un plazo de tiempo que depende de la temperatura inicial del hormigón.
- Al hormigonar la segunda fase, se producen incrementos de presión en la primera, que descienden conforme avanza el tiempo.

6.1. Scale-model concreting

A 1/2 scale model of the upper-most section of the arch, the area whose casting posed the greatest uncertainties, was built on site with wood formwork. This model included simulation of the stiffeners, connecting elements and diaphragms designed for the steel structure of the arch.

The model was slanted 10º longitudinally and 4º transversally from the horizontal to accurately reproduce arch realities, and then cast with the designed design dosage of self-consolidating HA-45 concrete dosage.

When the forms were removed, certain minor fill flaws were detected which it was felt should be avoided. To this end some of the planned concrete passages holes through the stiffeners were modified and five 50-cm high hoppers were positioned in the filling holes near the arch crown to ensure that the maximum pressure of the concrete in the arch during casting was at least 10 kN/m^2.

6.2. Casting pressure tests

The FCC Construcción Central Laboratory conducted a number of tests to monitor the variations in early age self-consolidating concrete characteristics, namely:

- *Variation in concrete pressure over time at different temperatures.*
- *Cold joint formation time.*

Concrete pressure on formwork depends on the following factors:

- *Initial rate of mould filling in m/h.*
- *Temperature.*
- *Concrete characteristics, essentially consistency.*
- *The admixtures used.*

In light of the scant literature on self-consolidating concrete, and given that the information available reported substantial variations in performance depending on the concrete formula, a need was identified to conduct tests to determine the behaviour of the concrete to be used.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Concrete pressure tests were run in accordance with Assaad and Khayat [9] methodology, using PVC tubes 3 metres high to whose walls piezometers were attached at different heights to monitor pressure and pressure variations along the length of the tube.

The tests consisted in filling the tube in a first stage to mid-height, taking pressure readings during casting and thereafter at half-hour intervals until a given time had lapsed.

In the second phase the rest of the tube was filled, taking pressure readings at half-hour intervals for periods of up to seven hours in some cases.

Several tests were conducted, following the above protocol on different days with temperatures ranging from 10 to 20 ºC and varying the time lapsing between pouringslifts.

Continuous concreting trials were also conducted at a filling rate of one metre per hour, for some authors reported the absence of hydrostatic pressure when forms were filled gradually. This hypothesis was found to be untrue.

The test results for the formula used, which included 2% Meyco SA 172, an accelerating admixture, can be summarized as follows:

- *At the beginning of the first phase the concrete behaved like a fluid, generating hydrostatic pressures that were maintained for a period of time that varied with the initial concrete temperature.*

- *The second phase of concreting raised the pressure in the first, which declined over time.*

- *The magnitude of the rise in pressure was closely related to concrete temperature. At temperatures of under 13 ºC a sharp rise was observed, very near the value of the hydrostatic pressure in the upper part of the mix at rest, for the energy furnished by pouring the second concrete phase eliminated the thixotropic stiffness in this area. The decline in pressure with time was small and very gradual in this case.*

- *At a temperature of 13 ºC, pressure could be regarded to be 75% of the theoretical value 5 hours after casting; 67% after six hours; and 60% after 7 hours.*

- *At temperatures of 20 ºC in turn, the first phase increase in pressure was much smaller and its decline much faster. No pressure rises were recorded six hours after the first phase was concreted.*

Consequently, using this type of concrete, the initial pressures could be expected to be higher than for conventional concrete, while the effect of temperature was of cardinal importance in determining the time when constant pressure was attained.

Cold joint formation was evaluated by preparing specimens kept at several temperatures and lagging upper half casting by different times.

The specimens were subjected to bending tests by applying a point load on the construction joint, located at mid-span. The specimens were regarded to be monolithic when the failure force was of the same order as the force for a specimen concreted in a single operation in the same range of temperatures.

With the 2% accelerating admixture, the specimens stored at an ambient temperature of 20 ºC were compliant for intervals between concreting of up to 4 hours. The specimens stored at 35 and 50 ºC were compliant for times of up to 90 minutes.

On the grounds of these tests, recommendations were formulated for an arch casting schedule that would limit the concrete-induced pressure on the steel arch:

- *The combined height of any two consecutive phases should not be over five metres, to ensure that under hydrostatic pressure conditions the maximum value reached would be 100 kN/m^2, the ceiling specified in the design.*

- *After one phase is cast, the next phase should not be initiated until the temperature in the lower phase reaches 20 ºC.*

- *The interval between the end of placement in one phase and the beginning of the following phase should not exceed two hours.*

Under these conditions, at an ambient temperature of 20 ºC, the concreting time for each phase was under four

- La cuantía de estos incrementos de presión está íntimamente relacionada con la temperatura del hormigón. Se ha observado que, por debajo de 13 ºC, el incremento es elevado, siendo próximo a la presión hidrostática en la parte superior de la masa en reposo, ya que la energía aportada por el vertido del hormigón de la segunda fase anula la rigidez tixotrópica en esta zona. Los descensos de presión al avanzar el tiempo son, en este caso, pequeños y lentos en producirse.

- Para una temperatura de 13 ºC, puede considerarse que a las 5 horas del comienzo del hormigonado el porcentaje de la presión es del 75% de la teórica, a las 6 horas del orden del 67% y a las 7 horas del 60%.

- Si, por el contrario, la temperatura alcanza los 20 ºC, el incremento de presión en la primera fase es mucho menor y su descenso a lo largo del tiempo más rápido. A partir de 6 horas del hormigonado de la primera fase no se producen incrementos de presión.

En consecuencia, utilizando este tipo de hormigón son de esperar presiones iniciales superiores a las de un hormigón convencional, siendo la influencia de la temperatura primordial para determinar el momento en que el empuje permanece constante.

Para evaluar la formación de juntas frías se fabricaron probetas en las que el hormigonado de sus mitades inferior y superior se desfasaron distintos tiempos y se mantuvieron a varias temperaturas.

Las probetas se ensayaban a flexión aplicando una carga puntual apoyada sobre la junta de hormigonado, que se situaba en el centro de la luz. Las probetas se consideraban monolíticas cuando la fuerza de rotura era del mismo orden que la de una hormigonada de una vez y sometida a las mismas condiciones térmicas.

Con el 2% de acelerante utilizado, las probetas mantenidas a temperatura ambiente de 20º C cumplieron hasta el tiempo máximo de 4 horas de desfase ensayadas. Las mantenidas a 35 y 50º C cumplieron en el ensayo a una hora y media.

Apoyándose en los resultados de estos ensayos se elaboraron unas reco-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mendaciones que permitieran redactar un plan de hormigonado del arco, que acotara las presiones del hormigón de relleno sobre el arco metálico:

• La altura suma de dos fases consecutivas no debía superar la cifra de los 5 metros, garantizando de esta forma que en régimen hidrostático de presiones se alcanzaran como mucho los 100 kN/m^2, especificados como tope por el proyecto.

• Tras el hormigonado de una fase, la fase superior no se debía iniciar hasta que la temperatura de la inferior no alcanzara los 20 ºC.

• El tiempo máximo entre el fin del vertido de una fase y el comienzo de la siguiente debería ser inferior a dos horas.

En estas condiciones, para una temperatura ambiente de 20 ºC, el tiempo de hormigonado de cada fase era inferior a 4 horas y el tiempo total del conjunto de dos fases sucesivas inferior a 8 horas.

En el control de temperaturas realizado durante el hormigonado se comprobó que en las primeras tongadas el comienzo del fraguado era más lento, tardándose del orden de 10 horas en conseguirse un incremento de temperatura de 10 ºC. En las últimas tongadas, en las que el hormigón vertido entra en contacto con el que ya está en proceso de fraguado, la reacción es más rápida, por lo que dicho incremento se alcanzó a las 6 horas.

7. CONSTRUCCIÓN

7.1. Cimentaciones

Las cimentaciones de los estribos y pilas 1, 2, 9 y 10 son directas sobre las pizarras de Luarca, con una tensión admisible de 0,8 N/mm^2. El resto de las pilas tienen cimentación profunda mediante pilotes de gran diámetro de 2,0 y 2,15 m.

Al encontrarse el nivel freático a menos de un metro de la superficie y ser el terreno muy permeable, la ejecución de los encepados se realizó al abrigo de recintos de tablestacas. Una vez realizada la excavación se ejecutó un tapón de hormigón sumergido que permitió la ejecución en seco de los encepados.

A causa de la presencia de fangos en los estratos superiores la perforación de los pilotes se realizó con camisa perdida hasta alcanzar la roca. Gracias a la utilización de la camisa perdida se ha conseguido la ejecución de los pilotes sin problemas a pesar de las dificultades debidas a las características del terreno. La longitud total de los pilotes es de 2.120 metros.

7.2. Pilas

Las pilas, con alturas reducidas, se han ejecutado con encofrados trepantes. Debido a la necesidad de ubicar en cabeza de las pilas los equipos de recolocación de los tableros que requieren una superficie de 5,7 x 8,8 m, se dispone un capitel de 5 metros de canto, que se ejecuta mediante un encofrado metálico.

Las pilas provisionales del centro de los vanos en arco eran de acero para facilitar su retirada. Estas pilas estaban formadas por celosías con cuatro perfiles armados en las esquinas, formados por H de 600 x 600 con chapas de 60 mm; en cabeza tenían capiteles de hormigón para colocar los equipos de recolocación de los tableros.

7.3. Tablero

El tablero consiste en un dintel continuo de canto constante de 3,70 m, formado por un núcleo de dovelas prefabricadas de 10,8 m de ancho y unos 2,15 m de longitud, que se monta por voladizos sucesivos con ayuda de una cimbra autolanzable.

El sistema de fabricación y montaje de las dovelas ha sido desarrollado por FCC para la construcción de viaductos de autovía para doble calzada con luces de 75 metros. Este sistema ha sido descrito en [3], [4], [7] y [8], por lo que en este artículo se realiza una descripción sucinta.

La fabricación de las dovelas se realizó en una instalación con dos líneas de hormigonado situada a 200 m del estribo 1. Esta instalación se utilizó también para la fabricación del viaducto de Meiro, de 384 m de longitud, perteneciente a la misma obra, construido con idéntica tipología a los vanos de los viaductos de acceso.

hours and the total time for both phases was less than eight hours.

The temperature readings taken during concreting showed that setting was slower in the first lifts, taking on the order of ten hours to raise the temperature by 10 ºC. In the latter lifts, in which the fresh concrete was poured over concrete in the process of setting, the reaction was faster, with the temperature rising by 10 ºC in just six hours.

7. CONSTRUCTION

7.1. Foundations

In piers 1, 2, 9 and 10 the foundations were built directly on Luarca slate, with an allowable stress of 0.8 N/mm^2. The rest of the piers are supported by deep foundations, with piles 2.0 and 2.15 m in diameter.

Since the groundwater table is less than one meter from the surface and the terrain is very permeable, cap construction was made enclosed in a sheet pile cut off wallenclosure was built for cap construction. After the excavation was dug a submerged concrete plug was laid to be able to build the caps on dry ground.

Because of the presence of marshy terrain in the upper layers, piles were driven to rock level inside permanent casing. The piles could be readily driven despite the difficulties posed by the terrain thanks to the use of such encasements. The total combined length of the piles is 2120 metres.

7.2. Piers

The piers, which are fairly low, were built with climbing forms. Since the deck assembly equipment, requiring an area of 5.7 x 8.8 m, was to work from the pierheads, these elements were topped with 5-m deep capitals, built with steel formwork.

The mid-span provisional piers in the arch spans were made of steel to facilitate removal. These piers consisted in lattices with 60-mm thick, 600 x 600-mm steel H-sections made of 60-mm steel plates at the four corners; they were capped with concrete capitals to

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 17. Montaje de dovelas.
Figure 17. Segment assembly.

accommodate the deck assembly equipment.

7.3. Deck

The deck, a continuous girder with a constant depth of 3.70 m made of a core of precast segments 10.7 m wide and 2.15 m long, was assembled using the balanced cantilevering method with the aid of a launching gantry.

The system used for segment casting and assembly was developed by FCC to build two-carriageway viaducts on limited access roads with spans of up to 75 metres. Inasmuch as this system is described in [3], [4], [7] and [8], it is discussed only briefly in the present article.

The segments were manufactured at a facility with two concreting lines, located at 200 m from abutment 1, also used to manufacture segments for the 384-m Meiro Viaduct forming part of the same by-pass and built using the same method as in the approach spans.

Segment manufacture was performed by match-casting, in which each segment served as formwork for the following onenext to ensure a perfect fit. The geometry of each segment is variable to adapt the deck to the road layout; this was attained by varying the relative position of the two segment joints, using a stationary casting form to create each successive segment ("wet-cast segment") against the previously cast piece ("match-cast segment"), which was positioned as required to obtain the geometry of the wet-cast segment.

The segments were manufactured at a rate of one per line per day, stored along the road layout and assembled after reaching the age of 28 days.

The segments were assembled with the balanced cantilevering method using a 1000-kN, 137-m long launching gantry, consisting in two steel lattices that travelled over the deck. A winch travelling along the upper chord of the lattices was used to position the segments and move the gantry (Fig. 17).

Since the deck is prestressed internally, the segments were glued together with epoxy resin. The resin was spread on the side of the segment to be positioned at the end of the existing cantilevered structure. Each segment was anchored to the existing deck with provisional prestressing bars.

As the segments were assembled, the upper prestressing was placedperformed, anchoring the tendons at in blisters located inside the segment; ten-

El hormigonado se realizó mediante la conjugación de piezas, sirviendo cada dovela de molde para fabricar la siguiente, por lo que en la unión entre las mismas existe un perfecto contacto. La geometría de cada dovela es variable para adaptar el tablero al trazado de la autovía; dicha geometría se consigue variando la posición relativa entre ambas juntas de la dovela, que se materializan mediante un encofrado fijo, denominado máscara, y la dovela conjugada, que se posiciona en la situación requerida para conseguir la geometría de la dovela a hormigonar.

Las dovelas se fabricaron con un rendimiento de una dovela por línea y día, acopiándose en la traza y colocándose con una edad mayor de 28 días.

El montaje de las dovelas se realiza por avance en voladizo mediante una cimbra autolanzable de 137 m de longitud y 1.000 kN de capacidad de carga, formada por dos celosías metálicas, que se traslada sobre el tablero. Por el cordón superior de las celosías se traslada un cabrestante, elemento utilizado para la manipulación de dovelas y las traslaciones de la cimbra (Fig. 17).

El pretensado del tablero es interior, por lo que la junta entre las dovelas se realiza con resina epoxi. La resina se extiende en la cara de la dovela que se va a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

colocar desde el extremo del voladizo construido. La dovela se ancla al tablero construido mediante pretensado provisional realizado con barras pretensadas.

Paralelamente al montaje de las dovelas se va ejecutando el pretensado superior de voladizo, que se ancla en mogotes situados en el interior de la dovela; el tesado se realiza desfasado dos dovelas respecto del montaje, lo que permite independizar ambas operaciones mejorando el rendimiento de construcción.

Para el montaje, el tablero se coloca sobre cuatro equipos de gatos que permiten la recolocación del tablero completo; al final del montaje de las dovelas se orienta en planta, alzado y peralte, dejándolo en su posición definitiva antes del hormigonado de la dovela de cierre que une cada tramo al anterior. A continuación se realiza el tesado del pretensado de continuidad con la T anterior situado en la losa inferior y la sustitución de los gatos de montaje por los apoyos definitivos.

Una vez completado el montaje de dovelas de una T se hormigona la riostra sobre pila.

El rendimiento de montaje del núcleo de dovelas del tablero es de una T cada 20 días.

Una vez terminado el montaje de las dovelas se procede a la ejecución de los voladizos laterales. Para el hormigonado de los voladizos se utiliza un carro de alas, que lleva el encofrado de la losa de los voladizos y sirve de apoyo provisional a los puntales. En cada fase se ejecuta la longitud correspondiente a cuatro dovelas, unos 8,6 metros.

El carro está formado por una celosía metálica que se desplaza sobre el tablero. La celosía está diseñada para permitir el paso del carro elefante para la alimentación de dovelas a la cimbra, por lo que el hormigonado de voladizos puede simultanearse con la colocación de dovelas (Fig. 18). Ambas operaciones están desfasadas tres vanos, para evitar interferencias en las flechas.

El rendimiento es de cinco puestas de carro a la semana, lo que supone un total de 43 metros de calzada semanales.

Una vez montadas las dovelas de los vanos en arco se ejecutaron las diagonales, conectando las barras pretensadas a las placas de anclaje alojadas en la dovela mediante manguitos y hormigonando los puntales con hormigón autocompactante.

Las riostras de las pilas de las que arrancan los arcos se hormigonaron dejando en su cara superior un dentado para mejorar el comportamiento a rasante de la junta con el arranque; a continuación se picó la losa superior de la dovela y se hormigonó el macizo de arranque del arco directamente contra la riostra.



Figura. 18. Hormigonado de voladizos.
Figure 18. Cantilever casting.

sioning lagged two segments behind assembly, separating the two operations for greater construction efficiency.

During assembly, the deck was placed on four sets of jacks to reposition the entire member; after all the segments were in place, its plan, elevation and bank superelevation orientation were adjusted, setting it into its final position before concreting the end segment that joins each new section to its predecessor. The continuity prestressing steel located in the lower slab was then tensioned against the preceding T and the assembly jacks were substituted for the permanent supports and the permanent supports were substituted for the assembly jacks.

Once the segments in a T were assembled, the diaphragm was concreted in the segment over the pier.

The deck core segment assembly rate was one T every 20 days.

After the segments were assembled, construction was begun on the cantilever wing slabs. The wing slabs were concreted with a travelling formwork for the slabs and that also served as provisional support for the braces. A length equal to four segments, around 8.6 metres, was completed in each phase (Fig. 18).

The formwork suspended hung from a steel lattice that moves travelled along the deck. Since the straddle carrier that fed segments to the gantry fit under this structure was designed to a clearance over the deck that would allow for the travel of the straddle carrier that fed segments to the gantry, work on the cantilever wing slabs could be performed at the same time as segment assembly. Cantilever wing slab casting lagged three spans behind segment assembly, to avoid deflection conflicts.

The production rate was five phases, or a total of 43 metres of carriageway per week.

Once the segments were assembled on the arch spans, the diagonals were erected, using couplers to connect the prestressed bars to the anchor plates housed in the segments and casting these elements with self-consolidating concrete.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 19. Montaje de arcos.
Figure 19. Arch assembly.

The pier diaphragm from which the arches spring, were concreted with a toothed upper side to improve shear performance at the joint between these elements and the springers; an opening was cut in the upper slab on the segment and the arch springer block was cast directly against the diaphragm.

7.4. Arch

El montaje del arco metálico se ha realizado desde el propio tablero una vez completado el tablero. Each arch was divided into eleven 600-kN elements, 18 m long at most, that were hoisted onto provisional supports with auto cranes from the completed deck (Fig. 19).

Consequently, the deck in the main spans had to be engineered to resist the reactions of the crane stabilizers during hoisting operations, which came up to 700 kN.

The elements were assembled on temporary props, starting at the springing line and ending at the crown. Once in position, each was welded to the preceding length of arch.

The first element, which is anchored to the springer with 84 prestressed, 40-mm ϕ B835 steel bars, was placed on provisional props prior to building the permanent support, which consisted in 10 cm of self-consolidating in situ *concrete placed between the concrete springer block and the steel arch to ensure load transmission between these two elements.*

Due to the arch slant, substantial transverse movements were generated when it was loaded. During steel arch de-propping and concreting, the crown moved transversally 4 and 17 cm toward the inner side of the curve. After the hangers were stressed and the dead weight loaded, it moved 28 and 6 cm in the opposite direction.

To ensure that once in service the arch would conform to its theoretical geometry, it was manufactured and erected with a 20-cm transverse camber to offset the initial construction and part of the deferred movements.

The arches were concreted after the steel member was de-propped, pouring the concrete symmetrically into each of the sides, beginning at the springing lines. The concrete was placed through openings spaced at four-metre intervals in the extrados.

Each arch was concreted separately with non-shrink self-consolidating H-45 concrete. To ensure that the concrete completely filled the arch, all the elements were designed to avoid the existence of areas inaccessible to the concrete and the formation of air pockets.

7.4. Arco

El montaje del arco metálico se ha realizado desde el propio tablero una vez completado el tablero. Cada arco se ha dividido en once elementos de 600 kN de peso y unos 18 m de longitud máxima que se colocaban sobre apoyos provisionales mediante grúas automóviles.

Durante la maniobra de izado de los elementos, las reacciones en los estabilizadores de las grúas alcanzaban 700 kN, lo que ha obligado a dimensionar el tablero de los vanos principales para estas cargas.

El montaje de los elementos se ha realizado desde los arranques a la clave apoyándolos sobre apeos y soldando cada elemento al anterior una vez colocado en su posición definitiva (Fig. 19).

El primer elemento que va anclado al arranque de hormigón mediante 84 barras pretensadas ϕ40 de acero B835, se colocó sobre apeos provisionales, materializándose el apoyo definitivo mediante el vertido de 10 cm de hormigón autocompactante entre el arranque de hormigón y el arco metálico para asegurar la transmisión de esfuerzos entre ambos elementos.

Debido a la inclinación del arco, al entrar en carga se producen movimientos transversales importantes. En las fases de desapeo del arco metálico y de hormigonado, los movimientos transversales tienen un valor en clave de 4 y 17 cm hacia el interior de la curva. Al tesar las péndolas e introducir la carga muerta se producen movimientos de 28 y 6 cm en sentido contrario.

Para conseguir que el arco tuviera en servicio la geometría teórica, se fabricó y montó con la contraflecha transversal de 20 cm para contrarrestar los movimientos iniciales de construcción y parte de los diferidos.

El hormigonado de los arcos se realizó después de desapear el elemento metálico, vertiendo el hormigón de forma simétrica en cada una de las ramas, comenzando por los arranques, a través de unos orificios que se dejaron en la parte superior del arco cada cuatro metros. El hormigonado de cada arco se hizo independientemente.

El hormigonado se realizó con hormigón H-45 autocompactante sin retrac-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

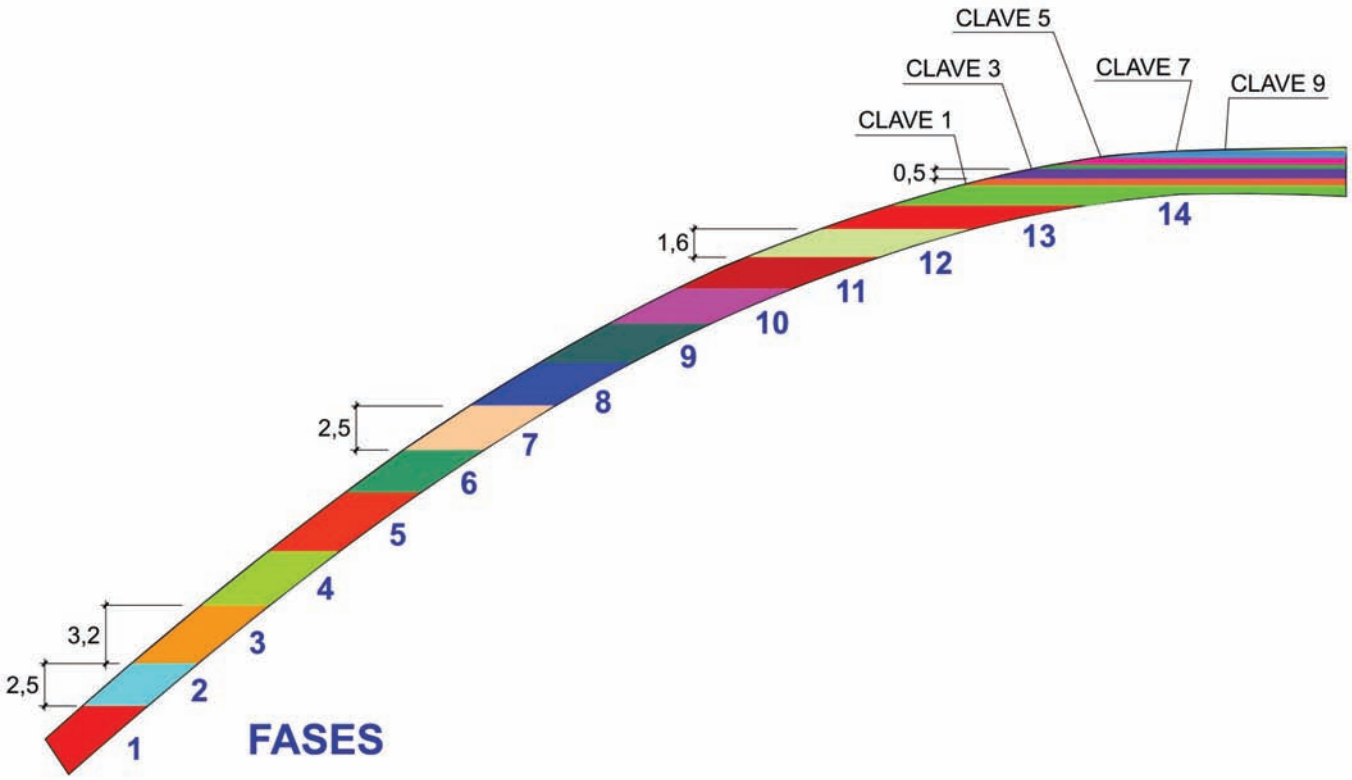

Figura 20. Fases de hormigonado de los arcos.
Figure 20. Arch concreting phases.

ción. Para asegurar que el hormigón rellenaba completamente el interior del arco se diseñaron todos los elementos interiores del mismo para evitar que quedara ninguna zona a la que no pudiera acceder el hormigón o quedara retenido aire.

Como se ha comentado anteriormente, para evitar la formación de juntas frías el hormigonado se realizó sin interrupción. Para controlar que la presión máxima no superara los 100 kN/m^2 de diseño, se realizó un plan de hormigonado en el que se controlaba la altura y los tiempos de llenado, así como la temperatura del hormigón.

Cada arco se hormigonó en 36 fases, 14 fases a cada uno de los lados del eje del arco, y 9 correspondientes a la clave, según el esquema indicado en la Figura 20.

Los tramos de base se ejecutaron con una sola bomba que hormigonaba alternativamente las dos ramas del arco; los tramos intermedios y de clave se hormigonaron con dos bombas trabajando simétricamente respecto al eje del arco. En las fases 5 a 8 de ambos lados las bombas trabajaban con intervalos de parada y el resto a pleno rendimiento.

El hormigonado del primer arco empezó con una temperatura de unos 10 ºC, con viento, por lo que el inicio del fraguado fue bastante lento, lo que obligó a ralentizar el hormigonado de la segunda fase, hasta que el hormigón de la primera alcanzó los 20 ºC que se recomendaban para continuar con la fase siguiente. Una vez sobrepasado este punto, la temperatura subió con un importante gradiente hasta superar los 70 ºC lo que permitió acelerar el proceso. Lla duración del hormigonado fue de 40 horas.

En el segundo arco la temperatura ambiente era de 20 ºC, por lo que el comienzo del fraguado y por lo tanto el hormigonado fue más rápido, completándose en 34 horas.

En la Figura 21 se puede observar la progresión de las temperaturas en las bases del arco 2 y en la clave.

7.5. Péndolas

Una vez que el hormigón alcanzó la resistencia de 40 N/mm^2 se tesaron las péndolas desde su extremo inferior, tesando simultáneamente cada pareja de péndolas mediante dos gatos colocados en el interior del tablero. El proceso de tesado se realizó en una única pasada de acuerdo con un procedimiento de tesado que tenía en cuenta la evolución de las

As noted above, the concrete was cast continually to prevent cold joints from forming. A concreting schedule was established in which the filling heights and times, as well as the concrete temperature, were controlled to avoid exceeding the design pressure, 100 kN/m^2.

Arch concreting consisted in 36 phases, 14 on each side and 9 at the crown, as shown in the diagram in Figure 20.

Concrete was placed in the base sections with a single pump working alternately on the two sides of the arch; the intermediate and crown sections were concreted with two pumps that operated symmetrically around the centreline of the arch. From phases 5 to 8 on each side, the pumps worked with stop intervals and at full throttle in the rest of the arch.

Since concrete placement in the first arch began at a temperature of around 10 ºC on a windy day, initial setting was fairly slow. As a result, the second phase had to be delayed until the concrete in the first phase reached the recommended 20 ºC to continue pouring. Once this first threshold was reached, the temperature rose sharply to over 70 ºC, hastening the process, which lasted a total of 40 hours.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

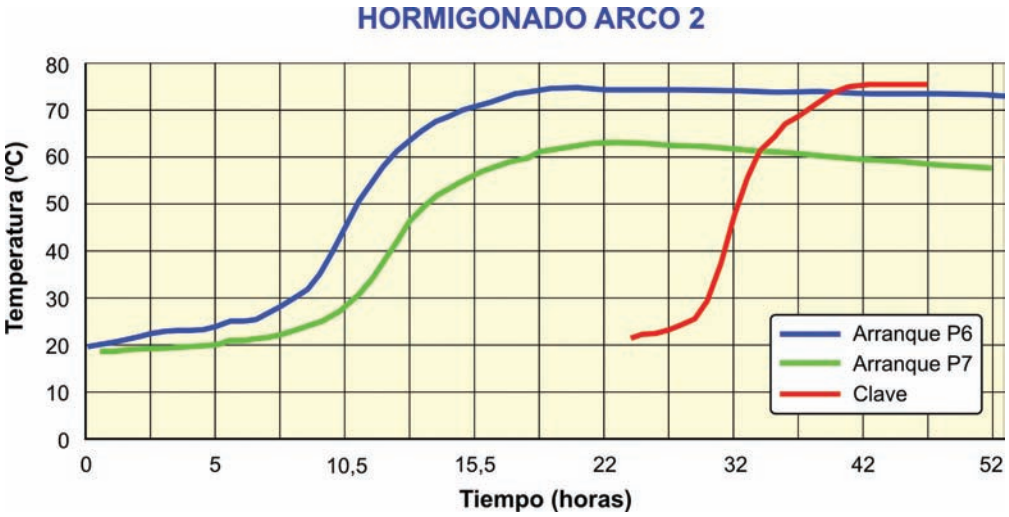

Figura 21. Evolución de las temperaturas del hormigón en arco 2.
Figure 21. Variation in concrete temperature in arch 2.

With an ambient temperature of 20 ºC at the outset, the initial setting time was earlier and placement faster in the second arch, which was completed in 34 hours.

Figure 21 shows temperature progression at the bases and crown in arch 2.

7.5. Hangers

When the concrete reached a strength of 40 N/mm^2, the hangers were tensioned from the lower end, by pairs, using two jacks positioned inside the deck. Tensioning was performed in a single operation in keeping with a procedure which involved monitoring the variation in force on each hanger while all the others were being stressed, as well as the relative temperature of arches, deck and hangers, for differences in temperature among these elements would have prompted significant variations in the forces acting on the hangers.

Thermometers were placed on the arch (steel and concrete components both), the deck and one of the hangers to monitor the process. In addition, strain gauges were positioned on the sprues in the upper anchors to measure the force on the hangers.

The relationship between the force acting on the hanger and the strain gauge reading was obtained by correlating the jack force to the gauge readings during hanger stressing.

These readings were recorded in a computer for real-time processing of hanger temperature and forces.

Because the arch section was so large, the concrete reached 70ºC during setting and took over 10 days to cool. Setting was faster at the crown, where the fresh concrete was poured onto heated concrete, than at the springing line; in other words, the concrete temperature in the arch was not constant.

When the construction schedule was moved forward, the hangers had to be tensioned one week after arch concreting, before the setting heat had dissipated. As the unevenly heated arch cooled, the force on the hangers varied, necessitating subsequent re-tensioning of all the hangers to adjust them to the design forces.

7.6. Removal of provisional piers

After the hangers had been stressed, the neoprene supports under the provisional piers were removed with jacks and the six remaining tendons in the prestressed tension member that receives the horizontal reaction from the arches were stressed. The provisional piers were then hung from the deck with heavy-lifting jacks and the lower sections blowtorched for removal (Fig. 22).

Lastly, the final phase of deck prestressing was performed in the arch area to adjust it to the forces acting on the suspended deck. This phase, in which the bridge acquired its final con-

fuerzas en cada péndola durante el proceso de tesado de las demás, así como la temperatura relativa de los arcos, tablero y péndolas, ya que la diferencia de temperatura entre ellos provoca variaciones significativas en las fuerzas de las péndolas.

Para controlar el proceso se dispusieron termómetros en el arco, tanto en el acero como en el hormigón, colocándose además en el tablero y en una péndola. Adicionalmente se instrumentaron todas las péndolas mediante bandas extensométricas colocadas en las mazarotas del anclaje superior para medir la fuerza en las péndolas.

La relación entre la fuerza en la péndola y la lectura del extensómetro se obtenía correlacionando la fuerza en el gato y la lectura del extensómetro durante el tesado de cada péndola.

Los datos de la instrumentación se recogían en un ordenador que los procesaba para dar en tiempo real las temperaturas y fuerzas en las péndolas.

Debido a la importante sección de los arcos, la temperatura del hormigón en el fraguado llegó a alcanzar los 65 ºC tardando más de 10 días en disiparse. Al realizarse el vertido del hormigón de la clave sobre otro que se encontraba caliente, el proceso de fraguado era más rápido en la clave que en arranques, por lo que la temperatura del hormigón no era constante a lo largo del arco.

Debido a una aceleración del plan de obra, el tesado de las péndolas se realizó a la semana siguiente del hormigonado de cada arco, antes de que se hubiese di-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 22. Retirada de pilas provisionales.
Figure 22. Removal of provisional piers.

sipado la temperatura de fraguado. Al enfriarse el arco, que no estaba a temperatura uniforme, se produjo una variación de las fuerzas de las péndolas que obligó a realizar un retesado posterior de todas las péndolas para que quedaran con las fuerzas teóricas de proyecto.

7.6. Retirada de las pilas provisionales

Una vez completado el tesado de las péndolas se retiraron mediante gatos los neoprenos de las pilas provisionales y se tesaron los 6 tendones restantes del tirante pretensado que recoge la reacción horizontal de los arcos. Las pilas provisionales se retiraron colgándolas del tablero mediante gatos de "heavy lifting" y cortando mediante soplete y retirando las secciones inferiores (Fig. 22).

Por último se realizó la última fase de pretensado del tablero en la zona de los arcos para adecuarlo a los esfuerzos que aparecen en el tablero suspendido. Esta fase consistió en el destesado de varios tendones del pretensado superior situado sobre las pilas provisionales y el tesado de 6 tendones de pretensado inferior en los vanos en arco, quedando el puente en su situación definitiva.



Figura 23. Vista aérea del viaducto acabado.
Figure 23. Aerial view of the finished viaduct.

8. CONCLUSIONES

La construcción de puentes singulares se resuelve habitualmente mediante sistemas constructivos con rendimientos bajos y que requieren medios auxiliares específicos, lo que origina costes y plazos elevados. La industrialización de su construcción, con el objeto de reducir costes y plazos, es un reto siempre pendiente, que para poder llevarse a la práctica requiere el trabajo conjunto del proyectista y el constructor.

La construcción del tablero del viaducto de Navia se ha realizado mediante dovelas prefabricadas. La tipología de las dovelas y el proceso de montaje son los mismos para los viaductos de acceso que para los vanos principales, lo que ha permitido una importante simplificación tanto de los equipos como de los procesos de fabricación y montaje con la consiguiente reducción de costes y plazos de ejecución.

El sistema de dovelas utilizado había sido desarrollado y puesto a punto por FCC Construcción para viaductos de luces en torno a los 75 m de luz y ha sido adaptado con pequeñas modificaciones por la propia empresa para la construcción de luces de 160 m.

El proyecto, fabricación y montaje han sido realizados íntegramente por la empresa constructora con equipos propios, lo que ha permitido la coordinación de todos los equipos que han intervenido en el proceso, y ha tenido como resultado una construcción rápida y eficiente sin incidentes dignos de mención.

figuration, consisted in loosening several of the upper prestressed tendons located over the provisional piers and tensioning the six lower prestressed tendons in the arch spans.

8. CONCLUSIONS

Singular bridges are generally built using low performance construction systems that call for specific ancillary resources, generating high costs and long turnarounds. Industrializing the erection of such structures to reduce costs and construction times is always a challenge that can only be successfully met if designers and contractors work in close collaboration.

The deck on the Navia Viaduct was built using the segmental construction method. Segment typology and assembly were the same in the approaches as in the main spans, considerably simplifying equipment needs as well as manufacture and assembly, with the concomitant reduction of costs and construction times.

The system, originally developed and perfected by FCC Construcción for viaducts with spans of around 75 m, was adapted here to build 160-m spans.

Design, manufacture and assembly were performed entirely in-house, facilitating the coordination of all the teams involved. The result was speedy and efficient construction with no incidents of any relevance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 24. Viaducto terminado.
Figure 24. Finished viaduct.

To reduce the transverse forces on the arches generated by the deck curvature, at a radius of 1540 metres, the 160-metre spans had to be slanted by 4º from the vertical.

Work was begun on the foundations in November 2003 and manufacture of the deck segments was undertaken in August 2004. Deck construction was completed in December 2005: in other words, this 905-m, two carriageway deck was built in 17 months. The viaduct was opened to traffic on 2 July 2006.

REFERENCES

[1] Fernández Troyano L.; Manterola Armisén J. Viaductos de Piedrafita y otros puentes construidos por voladizos mediante dovelas prefabricadas desde 1962. I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. II pp 765-773.

[2] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. III pp 1141-1149.

[3] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas por avance en voladizo. I Congreso nacional de prefabricación de la ACHE, Madrid Mayo 2002. pp 279-287.

[4] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. Construcción de viaductos con dovelas pretensadas prefabricadas en la Autovía del Noroeste. Revista Cemento y hormigón num. 832, Enero 2002 pp 72-92.

[5] González Esteban JI.; Jiménez Aguilar R Viaducto sobre el río Sella. II Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Madrid Noviembre 2002. Vol. III pp1501-1508.

[6] Fernández Troyano L.; Iglesias Pérez C.; González Esteban JI. Study of long term behaviour of Espiñeiro, Ferreiras, Acebo and Sella viaducts. Congreso de la F.I.B., Osaka, Japón, 2002. Publicado en Hormigón y acero num. 230, 2003. pp 97-113.

[7] González Esteban JI. Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas. Ponencia presentada en las jornadas: La vida de los puentes, San Sebastián 27 de Mayo 2005. pp 393-415.

[8] González Esteban JI. y Jiménez Aguilar R. Viaducto sobre el río España. III Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Zaragoza Noviembre 2005. Vol III pp 2753-2762.

[9] Assaad J. y Khayat K.H. Variation of formwork pressure with Thixotropy of Self-Consolidatig Concrete. ACI Ma-

Debido a la configuración en curva del tablero, con un radio de 1540 metros, los arcos de los vanos de 160 metros de luz se han inclinado 4º respecto del plano vertical para reducir los esfuerzos transversales en los arcos.

La construcción de las cimentaciones comenzó en noviembre de 2003 y la fabricación de las dovelas del tablero en agosto de 2004, completándose la construcción del tablero en diciembre de 2005, lo que supuso la construcción de los 905 m de tablero para doble calzada en 17 meses; el viaducto fue inaugurado el 2 de julio de 2006.

BIBLIOGRAFIA

[1] Fernández Troyano L.; Manterola Armisén J. *Viaductos de Piedrafita y otros puentes construidos por voladizos mediante dovelas prefabricadas desde 1962*. I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. II, pp. 765-773.

[2] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas* I Congreso de la ACHE, Sevilla Noviembre 1999. Vol. III. pp. 1141-1149.

[3] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas por avance en voladizo*. I Congreso nacional de prefabricación de la ACHE, Madrid Mayo 2002. pp. 279-287.

[4] Álvarez Poyatos JL.; González Esteban JI. *Construcción de viaductos con dovelas pretensadas prefabricadas en la Autovía del Noroeste*. Revista Cemento y hormigón núm. 832, Enero 2002, pp. 72-92.

[5] González Esteban JI.; Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río Sella*. II Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Madrid Noviembre 2002. Vol. III pp.1501-1508.

[6] Fernández Troyano L.; Iglesias Pérez C.; González Esteban JI. *Study of long term behaviour of Espiñeiro, Ferreiras, Acebo and Sella viaducts.* Congreso de la F.I.B., Osaka, Japón, 2002. Publicado en Hormigón y acero num. 230, 2003. pp. 97-113.

[7] González Esteban JI. *Construcción de viaductos de dovelas prefabricadas*. Ponencia presentada en las jornadas: La vida de los puentes, San Sebastián 27 de Mayo 2005. pp. 393-415.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

[8] González Esteban JI. y Jiménez Aguilar R. *Viaducto sobre el río España*. III Congreso de puentes y estructuras de edificación de la ACHE, Zaragoza Noviembre 2005. Vol III, pp. 2753-2762.

[9] Assaad J. y Khayat K.H. *Variation of formwork pressure with Thixotropy of Self-Consolidatig Concrete.* ACI Materials Journal, July-August 2005, pp. 215-223.

[10] Navarro Vaquerizo J.M. y Puerta Gutiérrez F. *El viaducto de Navia. Una experiencia en Hormigón Autocompactante*. Comunicaciones del 1er Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante. Valencia, febrero 2008, pp. 703-715.

terials Journal, July-August 2005, pp 215-223.

[10] Navarro Vaquerizo J.M. y Puerta Gutiérrez F. El viaducto de Navia. Una experiencia en Hormigón Autocompactante. Comunicaciones del 1er Congreso Español sobre Hormigón Autocompactante. Valencia, febrero 2008, pp 703-715.

FICHA TÉCNICA / DATA SHEET

NOMBRE DE LA OBRA / *NAME OF THE WORKS*	Variante de Navia
PROPIEDAD / *OWNER*	Ministerio de Fomento (Demarcación de Carreteras de Asturias) *(Asturias Road Authority)*
DIRECCIÓN DE OBRA / *SITE MANAGER*	César Fernández Nespral, ICCP
EMPRESA CONSTRUCTORA / *CONSTRUCTION COMPANY*	FCC Construcción S.A.
JEFES DE OBRA / *SITE MANAGERS*	Antonio Vivero del Hierro, ICCP Guillermo Castanedo, ICCP Angel Rigaud, ICCP
AUTORES DEL PROYECTO / *DESIGNERS*	Servicio de estructuras FCC Construcción SA José Ignacio González Esteban, Dr. ICCP Rafael Jiménez Aguilar, ICCP Cristina Martínez Núñez, ICCP David Arribas Mazarracín, ICCP Mª Luisa Castro Sayas, ICCP
ASISTENCIA TÉCNICA DE LA DIRECCIÓN DE OBRA *SITE MANAGEMENT TECHNICAL ASSISTANCE*	U.T.E. IBIDENA (IBERINSA - IDEAM S.A.)
ESTRUCTURA METÁLICA / *STEEL STRUCTURE*	AUGESCÓN S.A.
PÉNDOLAS Y PRETENSADO / *HANGERS AND PRESTRESSING*	BBR. PTE S.A.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LA OBRA

Longitud / *Length*	907 m
Ancho del tablero / *Deck width*	23,1 / 27,0 m
Luz máxima / *Maximum span*	2 x 160 m
Flecha de los arcos / *Arch rise*	35,43 m
Luz tipo de los viaductos de acceso / *Typical span in approaches*	75 m
Canto del tablero / *Deck depth*	3,70 m
Pilotes / *Piles*	2.013 m
Hormigón en infraestructura / *Concrete in infrastructure*	13.358 m^3
Hormigón en tablero / *Concrete in deck*	16.821 m^3
Acero estructural / *Structural steel*	1.685.170 kg
Acero de armar / *Reinforcing steel*	4.621.674 kg
Acero de pretensar interior / *Interior prestressing steel*	663.654 kg
Acero de pretensar exterior / *Exterior prestressing steel*	176.534 kg
Acero en péndolas / *Steel in hangers*	45.648 kg

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026